

博 士 論 文

盛土の液状化被害に対し  
効果的な被害予測及び変形抑制対策の研究

令和 元年 9月

川 崎 始

岡山大学大学院  
環境生命科学研究科



# 目 次

## 第1章 概要

1. 1. 本研究の背景	1-1
1. 2. 既存の技術	1-2
1. 3. 本研究の目的	1-3
1. 4. 本論文の構成	1-4
参考文献	1-10

## 第2章 盛土の液状化被害と効果的な被害予測

2. 1. はじめに	2-1
2. 2. 盛土被害の実態	2-2
2. 2. 1. 橋台背面盛土の被害	2-2
2. 2. 2. 一般盛土の被害	2-3
2. 3. 液状化被害分析のためのデータ収集	2-4
2. 4. 道路盛土に求められる性能	2-19
2. 5. 盛土被害予測の検討	2-20
2. 5. 1. 概説（沈下量予測の必要性）	2-20
2. 5. 2. 事例分析による被災と無被災の関係	2-20
2. 5. 3. 事例分析による被災盛土沈下量の関係	2-22
2. 5. 4. 沈下予測の精度向上の検討	2-24
2. 5. 5. 修正 PL 値と沈下率の関係の整理	2-30
2. 6. FEM（液状化残留変形解析）の検討	2-32
2. 6. 1. 概説	2-32
2. 6. 2. 解析条件	2-33
2. 6. 3. 解析結果	2-34
2. 7. まとめ	2-36
参考文献	2-37

## 第3章 砕石とジオシンセティックスを用いた盛土の液状化対策

3. 1. はじめに	3-1
3. 1. 1. 研究の背景	3-1
3. 1. 2. 構造概要	3-2
3. 2. 新工法の研究目的と確認方法	3-4

3. 3. 液状化時の盛土の変形抑制	3-8
3. 3. 1. 遠心載荷装置を用いた液状化模型実験（その1）	3-8
3. 3. 2. 遠心載荷装置を用いた液状化模型実験（その2）	3-19
3. 3. 3. 動的有効応力 FEM を用いた実験の再現	3-30
3. 3. 4. 動的有効応力 FEM による新工法の適用性検討	3-50
3. 4. 砕石層周辺地盤の間隙水圧消散	3-65
3. 4. 1. 遠心載荷装置を用いた液状化模型実験（その1）	3-65
3. 4. 2. 遠心載荷装置を用いた液状化模型実験（その2）	3-70
3. 4. 3. 動的有効応力 FEM を用いた間隙水圧の算定	3-76
3. 4. 4. 過剰間隙水圧比による液状化抵抗値 FL の整理	3-80
3. 5. 動的有効応力 FEM と静的 FEM との比較	3-81
3. 6. 施工事例	3-85
3. 7. まとめ	3-89
参考文献	3-91

#### 第4章 液状化対策工の今後の展望

4. 1. はじめに	4-1
4. 2. 既設盛土の液状化変形抑制対策	4-2
4. 3. 平面道路の液状化変形抑制対策	4-6
参考文献	4-10

#### 第5章 まとめ

謝 辞



## 第1章 概要

### 1. 1. 本研究の背景

1964年1月新潟地震では、建物倒壊の被害により、地盤の液状化が世界中で強く認識されるようになった。1995年1月の兵庫県南部地震では、それまでの設計では見込まれていなかった大規模地震動による液状化被害や構造物の倒壊が生じた。その被害や知見を基に、道路橋示方書等の技術基準書においては、FL法による液状化判定法や、レベル1地震動とレベル2地震動の定義が明確化されるとともに、性能設計の考え方が導入され始めた。その後、重要構造物の橋梁については、レベル2地震動に対する設計が行われてきている。それに対し盛土については、復旧が容易であろうとの考えから、耐震設計はせいぜいレベル1地震動までしか実施されてこなかった。液状化に関する対策にしても同様である。

兵庫県南部地震の以降においては、例えば2004年10月の新潟県中越地震、2011年3月の東北地方太平洋沖地震、2016年4月の熊本地震といったレベル2地震動が頻繁に発生しており、道路・河川・港湾・ライフライン等に大規模な被害が生じた。そのうち、レベル2地震動の対策が行われた橋梁については致命的な被害は生じていないが、耐震設計が不十分な盛土の被害は生じたようである。

大規模地震を頻繁に経験し、レベル2地震動に対する対策ニーズが高まってきている。また、震災時に求める道路機能は、路線として耐震性の要求性能を統一する考え方が広まってきている。例えば、重要な幹線道路や避難路・緊急輸送道路等では、盛土についても隣接の橋梁と同等の耐震性を求める考え方である。これは、橋梁だけ耐震対策を行っていても、隣接の盛土の耐震性が低い場合は、レベル2地震時に道路の通行性が確保できないことが問題視されるからである。

平地部や河川近接等の道路盛土において、地震時に発生する被害は主に、基礎地盤が液状化することで生じる。地下水位の高い飽和した砂質土地盤上に存在する盛土は、液状化により被害を受けやすい。液状化の危険箇所は日本中に膨大に存在するため、その液状化危険箇所でどれ位の被害が予想されるかを把握する事さえも、不十分な状態にあると思われる。従来の液状化対策としては、液状化そのものを防止する地盤改良工法が行われてきたが、コストが高価なため、予算の制約から事業が困難になっている。以上から、今までの知見では、液状化地盤上の盛土の耐震性を確保する試みは難しいと考えられる。

上記の背景を踏まえて、本研究は、液状化危険箇所における効果的な被害予測と従来の液状化対策に変わる新工法を研究するものである。

## 1. 2. 既存の技術

### (1) 液状化危険箇所の被害予測

現行の指針・技術基準類<sup>1)2)</sup>ではまず、FL 法により地盤が液状化するか否かの判断が行われる。液状化するとの判断が行われた場合は、FL 値により算出される PL 法<sup>3)</sup>により、液状化の危険度が判断されることがある。各自治体のホームページに公開されている防災マップ<sup>例えば 4)</sup>では、PL 値に基づき液状化の危険度を高い～低いといった定性的な指標が公開されている。これらを見ると、液状化危険度が極めて高い箇所が広域に存在するが、どの程度の被害が発生するのかは不明確である。

道路盛土に目を向けると、FL 法で液状化するとの判断が行われた次のステップでは、液状化によって盛土の被害が起こるか否か及び対策必要性の判断のために安定解析が行われる。安定解析の方法は、道路土工指針<sup>5)</sup>には、安全率を求める円弧すべり法( $\Delta u$  法)や変形を求める有限要素法(FEM)が紹介されているが、広域な液状化危険箇所の被害を予測する場合には、効率性が劣ると考えている。

レベル 2 地震動では、道路盛土に求められる要求性能<sup>6)</sup>を踏まえて、被害予測を行う必要がある。その要求性能には、過去の震災事例や研究により沈下量や段差量<sup>7)8)</sup>で定義されるのが現状である。以上から、液状化による盛土の被害には、沈下量の予測に意義があると考えており、本研究で目指すところとした。

### (2) 盛土の液状化対策工

現行の技術基準で示される一般的な対策工<sup>9)</sup>は、液状化地盤を非液状化地盤にする地盤改良工法(サンドコンパクションパイル工法や固化工法等)があり、盛土の崩壊や沈下を防止する対策として使われる。これらは、実績が豊富で信頼性が確認された工法であるが、専門機械を必要とする施工性、深く地盤や地下水を乱すことによる環境面、高コストに課題があると考えている。そこで、盛土の崩壊や沈下を防止するといった目的ではなく、道路盛土の通行性や復旧性を確保する新しい視点、いわゆる性能設計の対策として、著者らは、地震対策型段差抑制工<sup>10)11)</sup>を研究した。この工法は、橋台や横断ボックスカルバートの境界面で発生する盛土の段差を滑らかにすることを目的とし、車両の通行性を確保するものである。しかしながら、段差量 50 cm 程度までしか対応できない工法であるため、盛土の沈下量が大きい箇所では、液状化による沈下そのものを軽減する対策が必要であった。

レベル 2 地震動の道路盛土の要求性能としては、被害や沈下をゼロにする必要はなく、変形を抑制する対策で十分と考えており、地盤改良工法に変わる変形抑制対策(新工法)を本研究で目指すところとした。

### 1. 3. 本研究の目的

本研究の目的を以下に示す.

#### (1) 液状化危険箇所の被害予測

- ・ 現行の技術基準類では, ①FL 法による液状化要否の判定と, ②FL 法の結果から安定性を評価する解析 ( $\Delta u$  法や有限要素法) になるが, ①と②の間で比較的簡易に盛土の液状化被害を予測する方法の研究を目的とした.
- ・ レベル2地震動の盛土の要求性能としては, 被害を許容する性能設計の概念が求められる. 盛土の被害予測は, 要求性能の判断に良く用いられる沈下量を予測できる方法の研究を目的とした.

震災事例に基づく分析から, 液状化による盛土沈下予測式(1)(2)を提案

$$\text{平均線式: 沈下率(沈下量/盛土高)} = 0.072 \times \text{修正 PL 値} (FL \leq 0.4) + 0.039 \quad (1)$$

$$\text{安全線式: 沈下率(沈下量/盛土高)} = 0.099 \times \text{修正 PL 値} (FL \leq 0.4) + 0.080 \quad (2)$$

#### (2) 従来工法に変わる新工法

- ・ 液状化そのものを防止する従来の地盤改良工法は, 特殊機械が必要となる施工性, 地下水影響等の環境面, 高価な事業コストに課題がある. これに代わる新工法の研究を目的とする. 通常の土工事で施工が可能な, 表層に置換え砕石とジオシンセティックスを構築する工法(図 1.2-1)の研究を目的とした.
- ・ 新工法は, 設置した下部層で液状化が生じて, 盛土の変形を抑制することの確認を目的とし, これは性能設計の概念と同じである.

遠心載荷模型試験および動的有効応力解析により, 新工法の変形抑制効果を確認

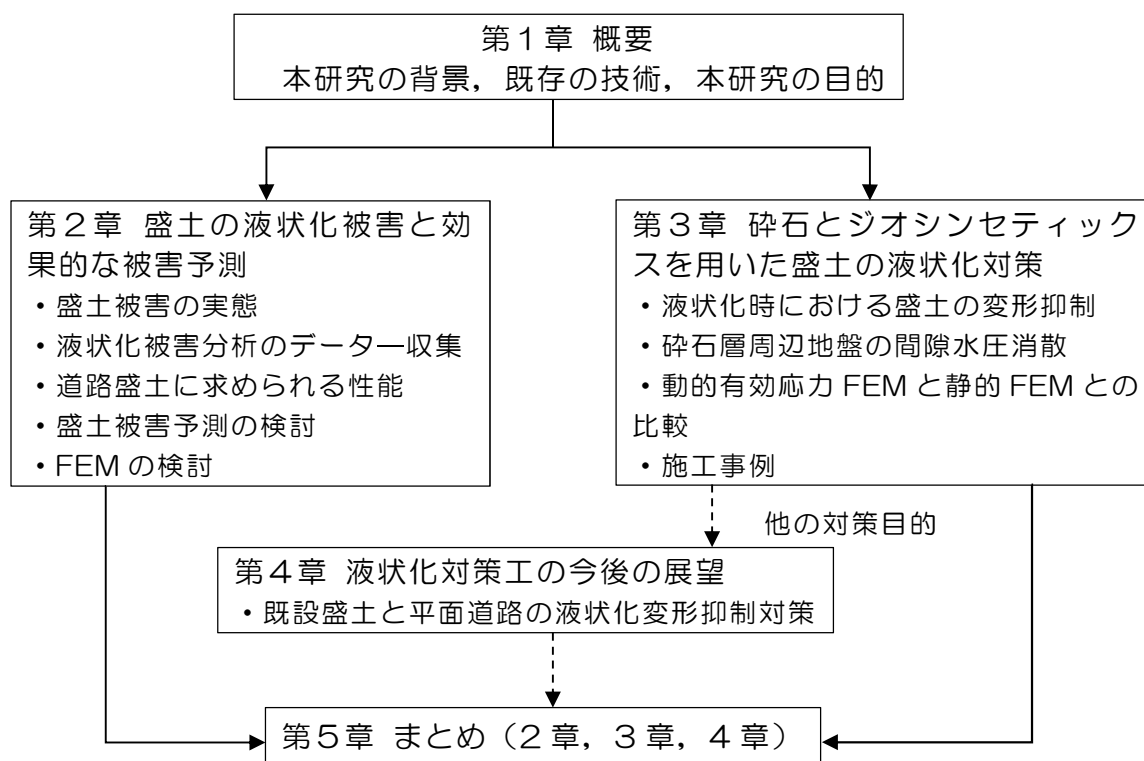


図 1.2-1 新工法

## 1. 4. 本論文の構成

### (1) 本論文の流れ

以下に、本論文の構成（フロー）および各章の概説を示す。



#### ・第1章 概要

地震による被害を経験し、重要道路では、盛土もレベル2地震動の液状化対策を求められるが、膨大な液状化危険箇所の被害を効率的に予測する方法はなく、従来対策の地盤改良は高コスト等の課題があることから、効果的な被害予測および、従来に変わる新工法を研究することが必要との動機付けを示した。

#### ・第2章 盛土の液状化被害と効果的な被害予測

レベル2地震による液状化時の盛土は、損傷を限定的とする要求性能2が求められており、簡易な盛土の沈下量の予測が必要である。そこで、液状化条件と盛土の沈下被害が整理されていた河川堤防盛土の被害事例を収集し、修正 PL 値と沈下率（沈下量／盛土高）との関係性による盛土の被害予測法を示した。

#### ・第3章 砕石とジオシンセティックスを用いた盛土の液状化対策

従来の地盤改良工法より環境面・施工性・経済性に優れる新工法（砕石層にジオシンセティックスを挟み込む構造体を浅層に設置）の研究について論じた。液状化層厚 10m 程の盛土において、遠心載荷装置(50G)を用いた模型実験を行い、盛土天端の沈下量が 70%未満、法尻水平変位量が 30%程度の抑制効果が発揮されたことを示した。動的有効応力 FEM(LIQCA)を用い、遠心実験の最終沈下量を再現するとと

もに、実験条件以外のパラメータスタディ解析も実施し、盛土高 10m までの沈下抑制効果を示した。ここで、液状化層厚 5m の軟弱地盤では、50%程の沈下抑制効果を示した。また、過剰間隙水圧の計測結果を整理し、碎石層周辺の液状化地盤で過剰間隙水圧が抑制されていることを示した。静的 FEM(ALID)は、LIQCA より安全側の結果を得ることを示した。

#### ・第 4 章 液状化対策工の今後の展望

碎石とジオシンセティックスを使った新工法の今後の展望として、他の対策目的（既設盛土及び平面道路の液状化対策）について、1 G 場模型振動実験で得られた変形抑制効果の結果を示した。

### （２）目次構成とその概要

以下に、第 2 章以降の目次構成とその概要を示す。

## 第 2 章 盛土の液状化被害と効果的な被害予測

### 2. 1. はじめに

- ・研究の背景，必要性，要旨を示した。

### 2. 2. 盛土被害の実態

- ・地震時の被害写真や被害報告を収集しとりまとめた。

#### 2. 2. 1. 橋台背面盛土の被害

- ・地震時には，多くの段差被害が発生していること等を示した。

#### 2. 2. 2. 一般盛土の被害

- ・地震時に盛土被害が起きやすい条件（河川近接等，地下水影響等）を示した。

### 2. 3. 液状化被害分析のためのデータ収集

- ・盛土の液状化被害分析のための情報として，液状化程度(FL 値)，柱状図，盛土形状，盛土被害(沈下量)が良く整理されていた河川堤防盛土の震災事例(東日本大震災)を示した。

### 2. 4. 道路盛土に求められる性能

- ・盛土の被害予測には，要求性能の判断に使われる沈下量の予測が必要なことを示した。

### 2. 5. 盛土被害予測の検討

- ・被害事例に基づき，液状化盛土の沈下量を予測する方法を提案した。

#### 2. 5. 1. 概説

- ・沈下量を予測する意義と必要性を再度に示した。

#### 2. 5. 2. 事例分析による被災と無被災の関係

- ・PL 値( $FL \leq 1.0$ ，深さ 20m を対象)との関係性は低いことを示した。

- ・修正 PL 値 ( $FL \leq 0.4$ , 深さ 10m を対象) との関係性は, PL 値より向上する事を示した.

#### 2.5.3. 事例分析による被災盛土沈下量の関係

- ・PL 値は, 沈下量との関係性がないことを示した.
- ・修正 PL 値 ( $FL \leq 0.4$ ) は, 沈下量との関係性が見えることを示した. ただし, バラツキがあるため, 精度向上の検討が必要なことを示した.

#### 2.5.4. 沈下予測の精度向上の検討

- ・地表面を基準深さとして FL 値を再計算し, 修正 PL 値を求め直した.
- ・液状化タイプと地盤タイプに分類し, 修正 PL 値 ( $FL \leq 0.4$ ) と沈下率  $\delta / H$  (沈下量 / 盛土高) の関係性を再整理した.
- ・液状化層均一(表層液状化層分布)の場合は, 修正 PL 値と沈下率に関係性が高いことを示した. 安全線は  $\delta / H = 0.099 \times \text{修正 PL} + 0.08$ , 平均線は  $\delta / H = 0.072 \times \text{修正 PL} + 0.039$  であった.

#### 2.5.5. 修正 PL 値と沈下率の関係の整理

- ・前項の修正 PL 値 ( $FL \leq 0.4$ ) に対し, 追加 2 タイプの修正 PL 値 ( $FL \leq 0.6$  と  $FL \leq 0.8$ ) についても, 前項と同様な沈下率との関係を整理した.
- ・追加 2 タイプの修正 PL 値 ( $FL \leq 0.6$  と  $FL \leq 0.8$ ) と沈下率の関係は異常点があり, 前項修正 PL 値 ( $FL \leq 0.4$ ) の方が沈下予測の妥当性が高いことを示した.

#### 2.6. FEM (液状化残留変形解析) の検討

- ・モデルケースによる FEM (静的 ALID) を行い, 修正 PL 値 ( $FL \leq 0.4$ ) と沈下率の関係性を整理した.
- ・事例分析の関係性と比べ, 大きな (安全側な) 沈下率を示した. 文献調査により, ALID 結果が被害事例より安全側すぎる問題を確認し, 今後の ALID 解析では注意を要することを示した.

#### 2.7. まとめ

- ・本章のとりまとめを示した.

### 第 3 章 砕石とジオシンセティックスを用いた盛土の液状化対策

#### 3.1. はじめに

- ・本研究の背景, 新工法の優位性や構造概要を示した.

#### 3.2. 新工法の研究目的と確認方法

- ・液状化時の盛土の変形抑制効果の確認等の研究目的について, 遠心載荷実験等の確認方法について, 具体的な内容を一覧表に整理した.

#### 3.3. 液状化時の盛土の変形抑制

- ・遠心載荷装置を用いた液状化模型実験と動的有効応力 FEM を用いた数値解析か

ら、レベル 2 地震動の液状化に対し、新工法は無対策に比べて、盛土の天端沈下量と法尻水位変位量が抑制できることを示した。

#### 3.3.1. 遠心載荷装置を用いた液状化模型実験（その 1）

- ・無対策 (Case1)，ジオシンセティックス単独対策 (ジオテキのみ：Case2)，新工法 (Case3) について，液状化層厚 10m における模型実験の結果を示した。
- ・新工法は無対策に比べて，盛土の天端沈下量が 69%，法尻水平変位量が 30% に抑制されたことを示した。
- ・新工法は，ジオテキのみに比べて約 2 倍の張力 (ひずみ) が発生しており，ジオシンセティックスの補強効果が十分発揮されていることを示した。

#### 3.3.2. 遠心載荷装置を用いた液状化模型実験（その 2）

- ・無対策 (Case4)，碎石単独対策 (碎石のみ：Case5)，新工法 (Case6) について，液状化層 10.5m における模型実験の結果を示した。
- ・新工法は無対策に比べて，盛土の天端沈下量が 62%，法尻水平変位量が 33% に抑制されたことを示した。
- ・新工法の抑制効果は，碎石のみに比べて，盛土の天端沈下量が 10% 以上，法尻水平変位量が 40% 以上高いことを示した。また，液状化地盤内の変位も半分以下に抑制されていることを示した。

#### 3.3.3. 動的有効応力 FEM を用いた実験の再現

- ・遠心載荷模型実験（その 1，その 2）において，動的有効応力 FEM (LIQCA) を用いて再現解析を行った結果を示した。
- ・その 1 の再現解析では，盛土の天端沈下量が実験値より若干小さな値となり，やや危険側の解析結果となることを示した。
- ・その 2 の再現解析では，盛土の天端沈下量が実験値と同等または若干大きな値となり，安全側の解析結果となることを示した。法尻水平変位量やジオテキ張力は，解析値は実験値の半分以下となり，再現が難しいことを示した。

#### 3.3.4. 動的有効応力 FEM による新工法の適用性検討

- ・模型実験条件に限らず，新工法に適用性があることを確認するため，動的有効応力 FEM (LIQCA) により，種々の現場条件を想定したパラメータスタディ解析の結果を示した。
- ・液状化条件は，その 2 実験の再現解析のパラメータを使用した。
- ・盛土高さの影響では，実験条件高さ以外の変形抑制効果を検討した。盛土高 2m, 4m, 6m, 8m, 10m について，沈下比 (新工法の沈下量 / 無対策の沈下量)，拡幅比 (新工法の水平変位量 / 無対策の水平変位量) とともに 0.7 以下となり，抑制効果があることを示した。そのため，新工法は盛土高 10m まで適用性があるとの見解を示した。

- ・液状化層厚を 5m に減じた影響では、沈下比が 0.4～0.7 となり、抑制効果が増えることを示した。
- ・地盤条件の影響では、表層 3m が粘性土層の場合は、新工法の沈下抑制効果が発揮されないことを示した。中間層に粘性土層の場合は、沈下比が 0.7 以下を示し、抑制効果があることを示した。
- ・碎石層厚の影響では、碎石層厚 0.5m（実験の半分）では、抑制効果が 10% 低下する事を示した。
- ・碎石層の透水係数の影響では、透水係数比率（倍＝不完全液状化層の透水係数／液状化層の透水係数）を変えた場合における沈下比との関係を示した。その 2 実験再現（透水係数比率 35 倍）の沈下比が 70% に対し、不完全液状化層の透水係数を 1/10（透水係数比率 3.5 倍）にした沈下比は 75% となった。沈下抑制効果を発揮するためには、液状化地盤の透水係数に対する碎石層の透水係数は、10 倍程度高いことが必要との見解を示した。

#### 3.4. 碎石周辺地盤の過剰間隙水圧消散

- ・遠心載荷装置を用いた液状化模型実験および動的有効応力 FEM を用いた数値解析から、レベル 2 地震動の液状化時において、新工法は碎石層周辺の液状化地盤で過剰間隙水圧の発生を抑制していることを示した。

##### 3.4.1. 遠心載荷装置を用いた液状化模型実験（その 1）

- ・過剰間隙水圧比と経過時間の関係図および過剰間隙水圧比の分布図から、新工法は、碎石層周辺地盤で間隙水圧の発生が抑制されていることを示した。

##### 3.4.2. 遠心載荷装置を用いた液状化模型実験（その 2）

- ・過剰間隙水圧比と経過時間の関係図、過剰間隙水圧比の分布図、応力経路図から、新工法は、碎石層周辺地盤で間隙水圧の発生が抑制されていることを示した。

##### 3.4.3. 動的有効応力 FEM(LIQCA)を用いた間隙水圧の算定

- ・模型実験その 1 と模型実験その 2 の再現解析から、間隙水圧を算定し、実験値と対比した結果を示した。
- ・実験値の再現性は、実験その 1 の解析値より実験その 2 の解析値の方が高いことを示した。それでも、新工法の過剰間隙水圧比の解析値は、実験値より少ない値になり、間隙水圧の再現性には限界があることを示した。

##### 3.4.4. 過剰間隙水圧比による液状化抵抗値 FL の整理

- ・模型実験その 2 で計測された過剰間隙水圧比から、FL を求めた結果を示した。
- ・新工法の碎石層周辺の液状化地盤の FL 値平均は、1.5 程度まで上がり液状化が少ないことを示した。この箇所は碎石層の周辺 1 m であるとし、不完全液



状化層として評価できることを示した。

### 3.5. 動的有効応力 FEM(LIQCA) と静的 FEM(ALID) との比較

- ・実務設計でよく使われる静的な液状化変形解析の ALID を実施し、LIQCA 解析の結果と対比した。ALID 解析が設計で適用できるかを検討した。
- ・3.3.4.1 盛土高さの影響と同様条件で解析した結果、ALID の沈下量は LQCA の沈下量より安全側の結果になり、沈下量の評価で適用できるとの見解を示した。

### 3.6. 施工事例

- ・南海トラフ巨大地震に対する駐車場整備盛土の液状化対策として、本工法の施工事例を示した。

### 3.7. まとめ

- ・本章のとりまとめを示した。

## 第4章 液状化対策工の今後の展望

### 4.1. はじめに

- ・第3章に示した新工法の構造は、他の目的でも活用する研究を進めている。今後の展望として、研究中の液状化対策工（既設盛土、平面道路）を概説した。

### 4.2. 既設盛土の液状化変形抑制対策

- ・既設道路天端に影響させないため、法尻付近に配置する対策工を提案した。
- ・対策方法は2構造の組合せとし、基礎地盤（液状化層）の対策、押え盛土の対策のイメージを示した。
- ・1G 模型実験で得られた抑制効果として、盛土形状の保持や盛土天端の平坦性維持を示すとともに、今後の課題を示した。

### 4.3. 平面道路の液状化変形抑制対策

- ・平面道路の被害事例を被害写真により説明した。
- ・対策方法として、舗装下面の路盤または路体にジオシンセティックスを挟み込んだ碎石層を設置する対策イメージを示した。
- ・1G 模型実験で得られた抑制効果として、水平方向の変形抑制および、段差量の抑制が発揮されたとともに、その効果は、ジオシンセティックスの引張剛性と摩擦抵抗の高い材料の方が高いことを示した。
- ・平面道路は盛土と異なり拘束圧が低いため、変形抑制効果のメカニズムが不明確である課題を示した。

## 第5章 まとめ

- ・第1章～第4章の内容・結果等の概要をとりまとめて示した。

## 参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編, pp. 134-137, 平成 24 年 3 月
- 2) 社団法人日本道路協会：道路土工軟弱地盤対策工指針(平成 24 年度版), pp. 165-168, 平成 24 年 8 月
- 3) 国土交通省 HP：「宅地の液状化被害可能性判定に係る技術指針」について, 2013 年 4 月, [http://www.mlit.go.jp/report/press/toshi06\\_hh\\_000009.html](http://www.mlit.go.jp/report/press/toshi06_hh_000009.html)
- 4) 岡山県防災マップ HP：地震による液状化（液状化危険度分布図）, 2018 年 4 月検索, [http://www.gis.pref.okayama.jp/bousai/saigai\\_ekizyoka.html](http://www.gis.pref.okayama.jp/bousai/saigai_ekizyoka.html)
- 5) 社団法人日本道路協会：道路土工軟弱地盤対策工指針(平成 24 年度版), pp. 172-175, 平成 24 年 8 月
- 6) 社団法人日本道路協会：道路土工盛土工指針(平成 22 年度版), pp. 83-86, 平成 24 年 8 月
- 7) 社団法人日本道路協会：道路震災対策便覧(震災復旧編)平成 18 年度改定版, pp. 66-69, 平成 19 年 3 月
- 8) 常田賢一ほか：道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する研究開発, ISSN1883-3594, No.17-4, 道路新技術会議道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート, No.17-4, 平成 20 年
- 9) 建設省土木研究所ほか, 共同研究報告書第 186 号：液状化対策工法設計・施工マニュアル(案), 平成 11 年 3 月
- 10) Tsuji. S, Tatta. N, Ishigaki. T, Kawasaki. H, Ohta. H : Field Test on Confined-Reinforced Earth Method using Geogrid Reinforcement for Asphalt Pavement, 10<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics-10ICG, Berlin 2014
- 11) 辻, 石垣, 川崎, 太田：技術報文 アスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法の開発, ジオシンセティックス技術情報 2012. 11

## 第2章 盛土の液状化被害と効果的な被害予測

### 2. 1. はじめに

近々に東南海地震等の大規模地震が想定されている中、液状化地盤上に構築される盛土の被害(図 2.1-1<sup>1)</sup>)が懸念される。盛土の液状化被害が想定される箇所は多いと考えられるが、第一段階の取組みとしては、簡易に被害を予測する手法が望まれる。しかしながら、現行の指針<sup>1)</sup>は、地盤の液状化有無を判定するFL法<sup>2) 3)</sup>はあるが、FL法の結果から盛土被害を想定するためには、 $\Delta u$ 法(円弧すべり計算による安全率照査法)<sup>4)</sup>や有限要素法(液状化による剛性低下を考慮したFEM: 残留変形量算出)<sup>5)</sup>等の解析法を使う必要がある。そのため、被害予測の効率性が劣るため、盛土の液状化被害が懸念される危険箇所さえ、把握できていないものと考えられる。本研究は、FL法の結果をもとに、解析法を使うことなく、効果的な被害予測法を提案するものである。研究の要旨を以下に示す。

- ・重要な幹線道路等では、大規模地震による液状化時においても早期に道路啓開できる必要がある。
- ・そのため、橋梁等の重要構造物に限らず、盛土においても耐震対策を進めていくことが望まれる。その第一段階として、膨大な延長を有する道路盛土においては、なるべく簡易に危険箇所を抽出する被害予測手法が必要である。
- ・既往の液状化予測法のFL法やPL法<sup>6)</sup>は、地盤の液状化の要否を示す指標であり、盛土の被害を想定する手法ではない。また、液状化影響を考慮した $\Delta u$ 法(円弧すべり法)やFEM法(液状化残留変形解析法)は、膨大な盛土を対象とする場合において、検討に要する時間やコスト等の効率性から適切とはいえない。
- ・そこで、液状化地盤条件と沈下量等が詳細に整理されている堤防盛土の被害事例収集を行い、その分析結果から、修正PL値と盛土高による効果的な沈下予測法を提案した。
- ・この沈下予測法は、予測精度にバラツキが見られたため、精度向上のために、地盤条件に基づいた検討および、修正PL値の算出法の検討を行った。また、パラメータスタディによるFEM(液状化残留変形解析)を行い、提案の沈下予測法との対比を示した。



飽和した緩い砂質土地盤や地下水以下の盛土は、液状化により盛土の変状が発生

「道路土工 軟弱地盤対策工指針(平成 24 年度版)」から引用

図 2.1-1 液状化被害のイメージ<sup>1)</sup>

## 2. 2. 盛土被害の実態

### 2. 2. 1. 橋台背面盛土の被害

写真 2.2.1-1 に、橋台背面盛土の段差被害事例<sup>7)</sup>を示す。ここでは、地盤対策が行われる橋台は沈下しないが、地盤対策が行われない背面盛土が沈下することによって、段差被害が多く発生しているようである。ここでは、東北地整の約 1,500 橋の緊急点検により、橋台背面盛土の段差が約 360 箇所が発生し、多くは 1～3 日の交通支障に及び、4 日以上交通支障も一部あったとの報告がされた。以上の実態を踏まえると、今後の大規模地震時には相応の盛土被害が想定される。

写真 2.2.1-2 に、橋台背面盛土の大規模被害事例を示す。背面盛土が大きく沈下し、舗装や盛土の開きが見られる。これらの現象は、盛土直下の基礎軟弱地盤が液状化し、せん断強度が低下したために起こる現象と考える。



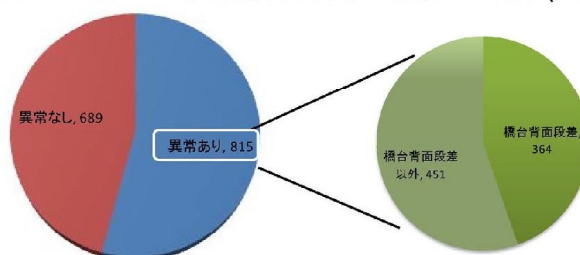
踏掛版がなく車道部にも段差が生じた事例

### 橋台背面の沈下による被災調査結果

東北地方太平洋沖地震では橋台背面に多数の段差が発生

※東北地整の1504橋の緊急点検結果

異常有り815橋      うち橋台背面の段差364橋 (全橋の24%)



- ・多くは1～3日以内に段差補修がなされ交通開放されるが、一般開放まで4日以上要した事例有り (津波、原発影響区間は除く)
- ・4日以上要したもののうち、明らかに橋台背面での段差の影響で当該区間の交通に支障を来したものは直轄では1カ所

写真 2.2.1-1 橋台背面盛土の段差被害 (国総研・土研・東日本大震災報告会－<sup>7)</sup> 引用)



写真 2.2.1-2 橋台背面盛土の大規模被害（2004 年中越地震被災写真引用）

## 2. 2. 2. 一般盛土の被害

表 2.2.2-1 は、東日本大震災の国総研等の報告会<sup>7)</sup>で示された甚大な盛土崩壊 8 箇所を整理したものである。なお、津波被害により液状化痕跡が不明となったため、部分的な被害情報であることは留意いただきたい。分類Ⅲは特殊な道路構造であるため、分類Ⅰと分類Ⅱを考察すると、水が集まりやすい谷埋めや、近くに池が存在し地下水が高い地盤において、盛土被害が発生したようである。

表 2.2.2-1 甚大な盛土崩事例の整理

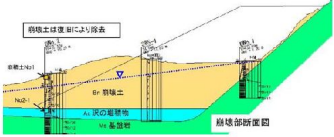
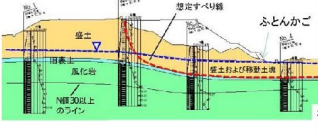

	分類Ⅰ	分類Ⅱ	分類Ⅲ
概要図			
被災要因	<ul style="list-style-type: none"> <li>・水が集まりやすい地形／谷埋め</li> <li>・片側盛土</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・水が集まりやすい地形(近くに湖沼、池が存在)</li> <li>・両側盛土</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・盛土材とサンドマットが帯水、液状化</li> <li>・のり留めは、基礎を支持層に設置しない特殊擁壁(EPS)</li> </ul>
被災箇所	6箇所	1箇所	1箇所
条件	片盛の盛土で盛土内に水位がある。	盛土下の旧地盤が傾斜し、変形が生じやすい構造	EPS構造の破壊、間隙水圧の上昇による浮き上がり等

写真 2.2.2-1 に、河川近傍の道路盛土の崩壊事例<sup>8) 9)</sup>を示す。これらも、近隣の河川の存在から地下水が高い液状化地盤であることが予想される。大規模沈下および、舗装と盛土の開きがみられる。





-2011 年東日本大震災被災写真- <sup>8)</sup> 引用



-インフラ被害の全貌(日経コンストラクション)- <sup>9)</sup> 引用

### 写真 2.2.1-1 河川近傍の道路盛土の被害事例

これらの道路盛土被害は残念ながら、液状化検討と被害程度（盛土沈下量等）の分析ができるデータが整理されていなかった。そこで、東日本大震災の河川堤防の液状化被害事例を調査し、本研究に有益な情報を収集することとした。

## 2. 3. 液状化被害分析のためのデータ収集

2.2.に示した道路盛土被害情報には、液状化状況（液状化要否：FL 値等）や盛土被害詳細（盛土形状、沈下量等）を確認するデータが整理されていなかった。そこで、液状化要否の FL 値や盛土形状・沈下量等の詳細が良く整理されている東日本大震災の河川堤防の被害事例を調査 <sup>10)</sup> した。

表 2.3-1(1)～(3)に、収集した 32 箇所の被災事例一覧表を示す。この表は、情報公開申請により取得した成果品 <sup>11)</sup> <sup>12)</sup> の情報から、地点番号（箇所）、ボーリング No，設計震度，PL 値（ $FL \leq 1.0$ ），3 種類の修正 PL 値（ $FL \leq 0.4$ ， $FL \leq 0.6$ ， $FL \leq 0.8$ ），沈下量，盛土高，沈下率（沈下量／盛土高），堤体土質，液状化タイプ等を整理したものである。

また、表 2.3-2(1)～(11)に、被害事例概要図を示す。この表は、32 箇所の断面図，液状化タイプと地盤タイプ（2.5.4 参照），修正 PL 値（ $FL \leq 0.4$ ），沈下率を整理したものである。

これらの情報は、「2.5.盛土被害予測の検討の 2.5.4」に活用した。

表 2. 2-1(1) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例一覧表(1)

地点番号	ボーリングNo.	設計 震度	PL値	修正PL値 (0.4)	修正PL値 (0.6)	修正PL値 (0.8)	沈下量 $\delta$ (m)	盛土高 H(m)	沈下率 $\delta/H$ (最大値)	液状化 層厚 (m)	細粒分 含有率 平均Fe(%)	被覆層厚 (m)	堤体土質	液状化タイプ	備 考
2 (関東1)	B5-1	0.22	2.29	0.00	0.00	0.00	1.37	11.85	0.12	0.00		13.70	砂質土	堤体盛土の液状化	
	B5-2	0.22	2.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.12	6.00		12.30	粘性土	堤体盛土の液状化	
	B5-3	0.22	6.68	0.00	0.00	0.48	1.37	9.75	0.12	3.95		4.60	粘性土/砂質土	堤体盛土の液状化	
	B5-4	0.22	17.13	0.00	0.32	2.71	0.40	6.50	0.12	3.65		3.25	砂質土	堤体盛土の液状化	
	B5-5	0.22	22.64	0.83	2.46	6.34	0.00	3.55	0.12	6.60	22.4	1.45	砂質土/粘性土	堤体盛土の液状化	
3 (関東4)	江左岸58.0k表-No.7	0.24	19.32	0.78	3.80	7.61	1.00	4.35	0.23	2.65		0.65	砂質土/粘性土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	
13 (関東123)	横利根川No.51-i	0.37	18.52	0.12	2.53	6.35	0.80	2.75	0.29	1.45	11.7	2.75	砂質土	堤体盛土の液状化	
16 (関東230)	西浦40-No.1	0.18	5.55	0.00	0.00	0.00	1.30	4.80	0.27	11.90	23.2	0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
	西浦40-No.2	0.18	9.10	0.00	0.00	1.13	0.00	2.50	0.27	11.00		0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
	西浦40-No.3	0.18	4.62	0.00	0.00	0.00	1.00	3.30	0.27	10.15		0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
17 (関東457)	尾島37-No.1	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	3.80	0.26	20.00	20.7	0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
	尾島37-No.2	0.18	1.71	0.00	0.00	0.00	0.00	2.85	0.26	20.00		0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
18 (関東458-1)	井関38-1-No.1	0.18	10.99	0.00	0.01	0.35	1.00	4.00	0.25	11.25		3.50	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
	井関38-1-No.2	0.18	5.50	0.00	0.00	0.00	0.50	3.75	0.25	5.10		8.80	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
	井関38-1-No.4	0.18	24.92	0.14	2.74	2.74	1.50	2.30	0.25	7.10	26.0	1.80	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
18 (関東458-2)	井関38-2-No.1	0.18	26.86	0.06	1.63	5.16	1.00	4.70	0.21	15.25		0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
	井関38-2-No.2	0.18	13.31	0.00	0.25	0.59	0.50	3.90	0.21	9.70		3.05	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
	井関38-2-No.4	0.18	42.69	1.07	7.56	15.96	1.50	2.35	0.21	12.00	26.0	0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
18 (関東458-3)	井関38-3-No.1	0.18	23.69	0.00	0.16	1.97	1.00	4.55	0.22	13.25		0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
	井関38-4-No.1	0.18	18.65	0.00	0.36	1.77	1.00	4.65	0.22	9.45		5.65	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
	井関38-5-No.1	0.18	19.71	0.38	0.86	1.34	1.00	4.20	0.24	10.00	24.6	3.20	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
22 (関東463)	余郷入38-No.1	0.18	3.73	0.00	0.00	0.01	0.60	6.90	0.09	10.90		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	
	余郷入38-No.2	0.18	3.03	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00	0.09	4.00		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	
	余郷入38-No.3	0.18	1.75	0.00	0.00	0.00	0.10	4.00	0.09	5.70		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	
23 (関東464)	9.5k-B1	0.66	40.79	2.42	7.33	12.37	1.10	4.95	0.22	10.05	6.9	0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	
24 (関東16)	H23-R27.0k+40m-災-6-1-1	0.18	2.04	0.00	0.00	0.22	1.20	6.25	0.19	1.45		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	
		0.31	14.94	0.00	0.80	4.16			0.19	1.45		0.00			
	H23-R27.0k+40m-災-6-1-2	0.18	0.73	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10	0.19	0.70		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	
		0.31	4.97	0.00	0.36	1.30			0.19	0.70		0.00			
	H23-R27.0k+40m-災-6-1-3	0.18	2.39	0.00	0.00	0.42	0.00	3.80	0.19	1.70		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	
25 (関東7-1)		0.31	10.15	0.00	1.18	3.83			0.19	1.70		0.00			
	H23-L-18.5k+325m-災-7-1-1	0.18	10.01	0.00	0.00	1.22	2.00	6.00	0.33	10.70		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	旧河道
	H23-L-18.5k+325m-災-7-1-2	0.18	18.81	0.00	0.19	4.33	0.00	2.50	0.33	10.40		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	〃
25 (関東7-2)	H23-L-18.5k+325m-災-7-1-3	0.18	11.56	0.00	0.00	0.17	0.00	4.15	0.33	9.10		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	〃
	H23-L-18.5k+200m-災-7-2-1	0.18	4.44	0.00	0.00	0.78	2.00	4.45	0.45	6.55		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	〃
	H23-L-18.5k+200m-災-7-2-2	0.18	14.59	0.00	0.17	1.52	0.00	3.50	0.45	9.20		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	〃
	H23-L-18.5k+200m-災-7-2-3	0.18	8.64	0.00	0.00	0.20	0.00	0.80	0.45	9.20		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	〃

表 2. 2-1 (2) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例一覧表 (2)

地点番号	ボーリングNo.	設計 震度	PL値	修正PL値 (0.4)	修正PL値 (0.6)	修正PL値 (0.8)	沈下量 $\delta$ (m)	盛土高 H(m)	沈下率 $\delta/H$ (最大値)	液状化 層厚 (m)	細粒分 含有率 平均F <sub>c</sub> (%)	被覆層厚 (m)	堤体土質	液状化タイプ	備 考
25 (関東7-3)	H23-L- 18.5k+450m- 災-7-3-1	0.18	1.92	0.00	0.00	0.00	2.00	3.95	0.51	11.80		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	〃
	H23-L- 18.5k+450m- 災-7-3-2	0.18	19.66	0.00	0.00	1.66	0.00	1.70	0.51	12.90		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	〃
	H23-L- 18.5k+450m- 災-7-3-3	0.18	13.22	0.00	0.00	0.80	0.00	2.70	0.51	11.10		0.00	砂質土	堤体盛土と沖積砂質土層の液状化	〃
26 (関東6)	H23-R- 69.25k-災- 25-1-1	0.18	1.50	0.00	0.00	0.00	1.80	10.50	0.17	3.00		4.00	砂質土	堤体盛土の液状化	
		0.44	12.73	0.00	0.55	1.03			0.17	3.00		4.00			
	H23-R- 69.25k-災- 25-1-2	0.18	2.86	0.00	0.14	0.68	0.00	7.50	0.17	2.50		1.50	砂質土/粘性土	堤体盛土の液状化	法面クラック H=2.40m
		0.44	8.77	0.46	1.00	1.54			0.17	2.50		1.50			
	H23-R- 69.25k-災- 25-1-3	0.18	2.12	0.00	0.00	0.40	0.00	1.00	0.17	2.50	23.3	2.00	砂質土	堤体盛土の液状化	
		0.44	9.76	0.57	2.56	4.64			0.17	2.50		2.00			
27 (関東26)	H23-R- 70.75k-災- 26-1-1	0.18	4.30	0.00	0.00	0.00	1.70	13.50	0.13	2.00		3.00	砂質土/粘性土	堤体盛土の液状化	
		0.45	22.89	0.21	1.18	2.20			0.13	2.00		3.00			
	H23-R- 70.75k-災- 26-1-2	0.18	5.60	0.00	0.15	1.43	2.00	7.50	0.13	2.00		2.50	粘性土/砂質土	堤体盛土の液状化	
		0.45	17.37	1.08	2.83	5.05			0.13	2.00		2.50			
	H23-R- 70.75k-災- 26-1-3	0.18	7.99	0.00	0.00	2.22	0.00	2.50	0.13	2.50	14.4	1.50	砂質土	堤体盛土の液状化	
		0.45	26.41	2.38	7.92	14.02			0.13	2.50		1.50			
28 (関東58)	H23-L-74.5k- 災-58-1-No.1	0.18	3.25	0.00	0.01	0.15	0.50	7.50	0.07	5.50		0.00	砂質土/粘性土	沖積砂質土層の液状化	
		0.45	9.26	0.11	0.25	0.39			0.07	5.50		0.00			
	H23-L-74.5k- 災-58-1-No.2	0.18	8.58	0.00	0.00	0.55	0.00	1.50	0.07	4.50		0.00	粘性土	沖積砂質土層の液状化	
		0.45	25.89	2.18	7.08	11.98			0.07	4.50		0.00			
	H23-L-74.5k- 災-58-1-No.3	0.18	5.51	0.00	0.00	0.66	0.00	2.50	0.07	4.50	26.6	0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
		0.45	21.71	1.00	4.01	7.11			0.07	4.50		0.00			
29 (関東173)	H23-L-68.0k- 災-173-1-1	0.18	3.57	0.00	0.00	0.02	1.90	7.50	0.25	7.50		0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
		0.44	16.06	0.14	0.55	1.03			0.25	7.50		0.00			
	H23-L-68.0k- 災-173-1-2	0.18	2.63	0.00	0.00	0.01	0.00	2.00	0.25	7.50		0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
		0.44	32.37	0.34	5.77	12.23			0.25	7.50		0.00			
	H23-L-68.0k- 災-173-1-3	0.18	10.45	0.00	0.15	2.84	0.00	1.00	0.25	4.50	59.2	0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	
		0.44	23.43	2.97	7.96	12.89			0.25	4.50		0.00			
30 (関東452)	H23-R- 38.45k+39m- 災-452-1-1	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	5.90	0.08	1.90		0.00	粘性土/砂質土	沖積砂質土層の液状化	旧河道
		0.28	3.66	0.00	0.00	0.48			0.08	1.90		0.00			
	H23-R- 38.45k+39m- 災-452-1-2	0.18	0.29	0.00	0.00	0.00	2.00	4.90	0.08	2.80		0.00	粘性土/砂質土	沖積砂質土層の液状化	〃
		0.28	5.85	0.00	0.00	1.02			0.08	2.80		0.00			
	H23-R- 38.45k+39m- 災-452-1-3	0.18	5.87	0.00	0.00	2.04	0.00	1.85	0.08	2.10	30.0	0.00	粘性土	沖積砂質土層の液状化	〃
		0.28	12.54	0.00	2.55	6.13			0.08	2.10		0.00			
31 (関東453)	H23-R- 49.0k+155m- 災-453-1-1	0.18	0.37	0.00	0.00	0.00	1.00	8.80	0.11	4.00		0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	旧河道
		0.40	14.52	0.00	0.32	1.31			0.11	4.00		0.00			
	H23-R- 49.0k+155m- 災-453-1-2	0.18	3.42	0.00	0.07	1.41	0.00	2.10	0.11	1.70		0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	旧河道
		0.40	13.51	0.90	2.91	6.99			0.11	1.70		0.00			
	H23-R- 49.0k+155m- 災-453-1-3	0.18	5.10	0.00	0.00	0.60	0.50	4.40	0.11	5.40	18.6	0.00	砂質土	沖積砂質土層の液状化	旧河道
		0.40	26.99	0.69	4.88	10.06			0.11	5.40		0.00			
32 (関東462)	H23-R- 70.0k-災-	0.18	2.08	0.00	0.00	0.00	2.20	12.00	0.18	4.00		1.50	粘性土/砂質土	堤体盛土の液状化	
		0.39	19.00	0.05	1.03	2.05			0.18	4.00		1.50			
	H23-R- 70.0k-災-	0.18	16.63	0.00	1.12	5.76	0.00	1.00	0.18	6.00		0.50	砂質土	堤体盛土の液状化	
		0.39	29.73	3.36	8.06	13.22			0.18	6.00		0.50			
	H23-R- 70.0k-災-	0.18	10.38	0.00	0.00	2.11	0.00	1.50	0.18	3.50		2.50	砂質土	堤体盛土の液状化	
		0.39	24.90	1.40	6.50	11.60			0.18	3.50		2.50			



表 2. 2-1 (3) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例一覧表 (3)

地点番号	ボーリングNo.	設計 震度	PL値	修正PL値 (0.4)	修正PL値 (0.6)	修正PL値 (0.8)	沈下量 $\delta$ (m)	盛土高 H(m)	沈下率 $\delta/H$ (最大値)	液状化 層厚 (m)	細粒分 含有率 平均Fe(%)	被覆層厚 (m)	堤体土質	液状化タイプ	備 考
33 (関東574)	H23-R- 38.50k+467m -災-574-1-1	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15	5.90	0.03	1.20		0.00	砂質土	沖積砂質土層 の液状化	
		0.31	3.37	0.00	0.00	0.43			0.03	1.20		0.00			
	H23-R- 38.50k+467m -災-574-1-3	0.18	6.12	0.00	0.00	0.39	0.00	1.70	0.03	3.80	37.0	0.00	砂質土	沖積砂質土層 の液状化	
		0.31	17.14	0.00	3.15	8.11			0.03	3.80		0.00			
34 (関東576)	H23-R- 39.0k+330m- 災-576-1-2	0.18	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.90	7.0	0.00	砂質土	沖積砂質土層 の液状化	
		0.24	2.45	0.00	0.00	0.54			0.00	0.90		0.00			
	H23-R- 39.0k+330m- 災-576-1-3	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	4.10	0.00	0.90		0.00	砂質土/粘質土	沖積砂質土層 の液状化	
		0.24	0.46	0.00	0.00	0.00			0.00	0.90		0.00			
35 (関東612)	H23-R- 41.0+70m-災 -612-1-1	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	1.15	6.70	0.17	2.20		0.00	砂質土/粘質土	沖積砂質土層 の液状化	
		0.28	2.27	0.00	0.00	0.00			0.17	2.20		0.00			
	H23-R- 41.0+70m-災 -612-1-2	0.18	5.11	0.00	0.00	1.36	0.00	0.00	0.17	2.70	17.0	0.00	—	沖積砂質土層 の液状化	
		0.28	9.78	0.00	2.28	5.56			0.17	2.70		0.00			
	H23-R- 41.0+70m-災 -612-1-3	0.18	0.76	0.00	0.00	0.00	0.00	4.90	0.17	0.70		0.00	砂質土/粘質土	沖積砂質土層 の液状化	
		0.28	5.57	0.00	0.11	1.89			0.17	0.70		0.00			
36 (関東651)	H23-L- 42.50k+170m -災-651-1-1	0.18	2.85	0.00	0.00	0.50	0.07	8.70	0.01	10.30		1.00	砂質土	堤体盛土と沖 積砂質土層の 液状化	
		0.35	17.86	0.22	0.89	1.77			0.01	10.30		1.00			
	H23-L- 42.50k+170m -災-651-1-2	0.18	3.95	0.00	0.00	0.39	0.00	4.70	0.01	11.60		0.00	砂質土	堤体盛土と沖 積砂質土層の 液状化	クラック H=4.70m
		0.35	20.33	0.15	1.45	2.87			0.01	11.60		0.00			
	H23-L- 42.50k+170m -災-651-1-3	0.18	5.99	0.00	0.00	0.31	0.14	6.75	0.01	12.20		0.85	砂質土	堤体盛土と沖 積砂質土層の 液状化	
		0.35	37.84	0.07	3.13	9.31			0.01	12.20		0.85			
37 (関東683)	H23-L- 32.25k+75m- 災-佐原2-1-	0.18	4.54	0.00	0.00	0.45	0.45	6.00	0.08	1.60		0.00	粘質土/砂質土	沖積砂質土層 の液状化	旧河道
		0.32	11.55	0.00	1.75	3.97			0.08	1.60		0.00			
	H23-L- 32.25k+75m- 災-佐原2-1-	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.50	0.08	1.10		0.00	砂質土	沖積砂質土層 の液状化	旧河道
		0.32	6.19	0.00	0.00	1.16			0.08	1.10		0.00			
	H23-L- 32.25k+75m- 災-佐原2-1-	0.18	9.30	0.00	0.00	1.74	0.00	1.55	0.08	5.05	20.4	1.20	粘性土	沖積砂質土層 の液状化	旧河道
		0.32	25.02	0.43	4.09	10.48			0.08	5.05		1.50			
38 (関東306)	SL-1.0k+200 No.1	0.995	13.04	1.20	2.34	3.48	1.60	5.20	0.31	1.45	18.0	5.70	砂質土	堤体盛土及び 沖積粘性土層 下の沖積砂質 土層の液状化	
39 (関東329)	久慈川 14.27km左岸	0.82	17.02	0.05	0.19	0.40	0.90	5.80	0.16	9.80	15.6	0.00	砂質土	沖積砂質土層 と沖積礫質土 層の液状化	旧河道
40 (関東330)	久慈川左岸 16.80km	0.75	22.27	1.09	2.94	4.90	0.50	5.40	0.09	4.40	18.0	1.00	砂質土	沖積砂質土層 と沖積礫質土 層の液状化	
43 (関東345)	YL3.5k+100 No.1	0.846	15.08	0.48	2.47	4.69	0.80	4.80	0.17	2.90	13.0	0.00	砂質土	沖積礫質土層 の液状化	
44 (関東347)	YL3.5k+100 No.1	0.894	40.18	2.15	5.89	9.73	0.60	3.90	0.15	8.70	6.0	0.00	砂質土	砂質粘性土層 の液状化	
45 (関東455)	久慈川14.27k 左岸	0.82	17.02	0.05	0.19	0.33	2.00	5.80	0.34	9.80	16.7	0.00	砂質土	沖積砂質土層 と沖積礫質土 層の液状化	旧河道

表 2.2-2(1) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例概要図(1)

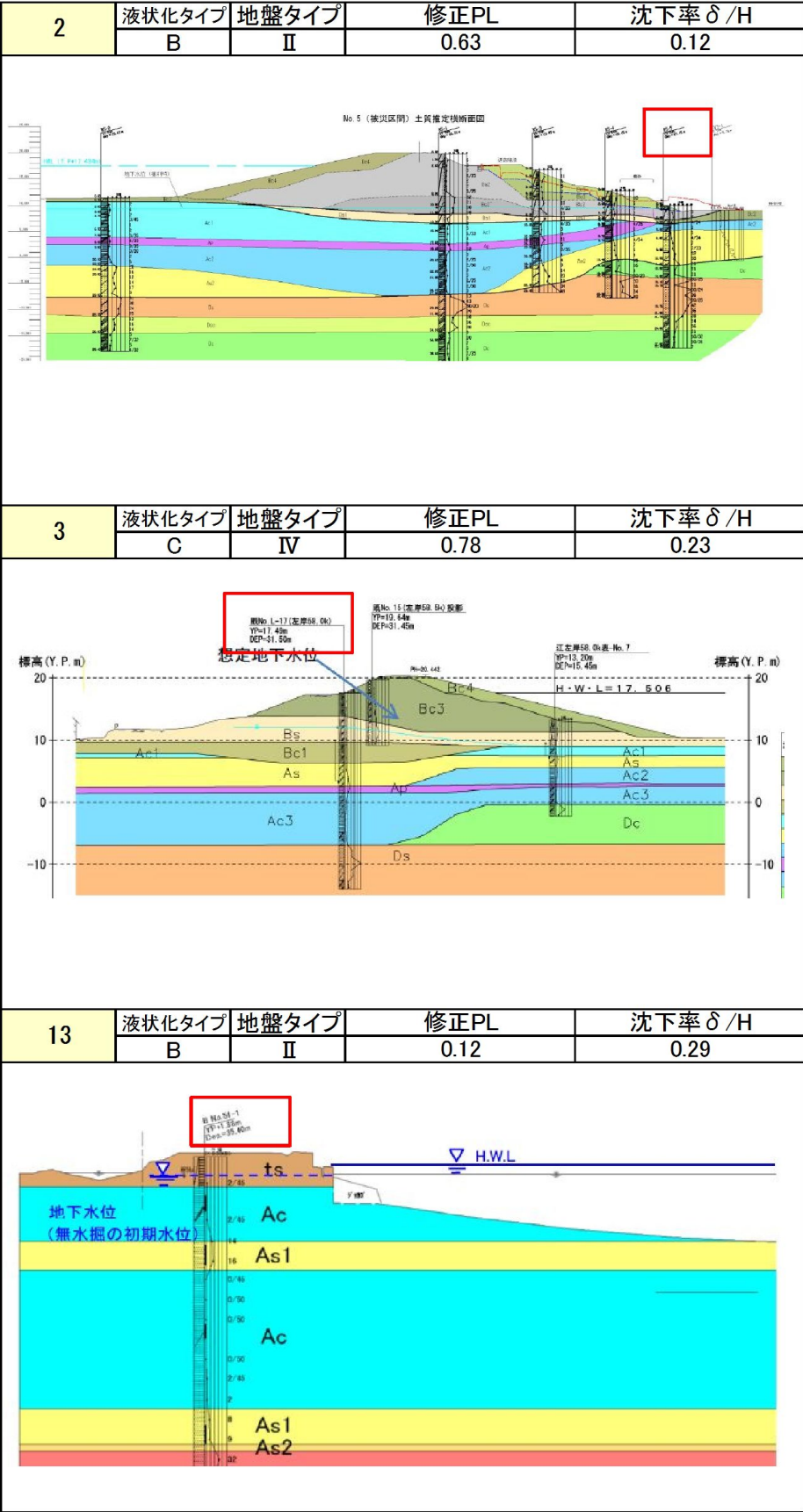


表 2.2-2(2) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例概要図(2)

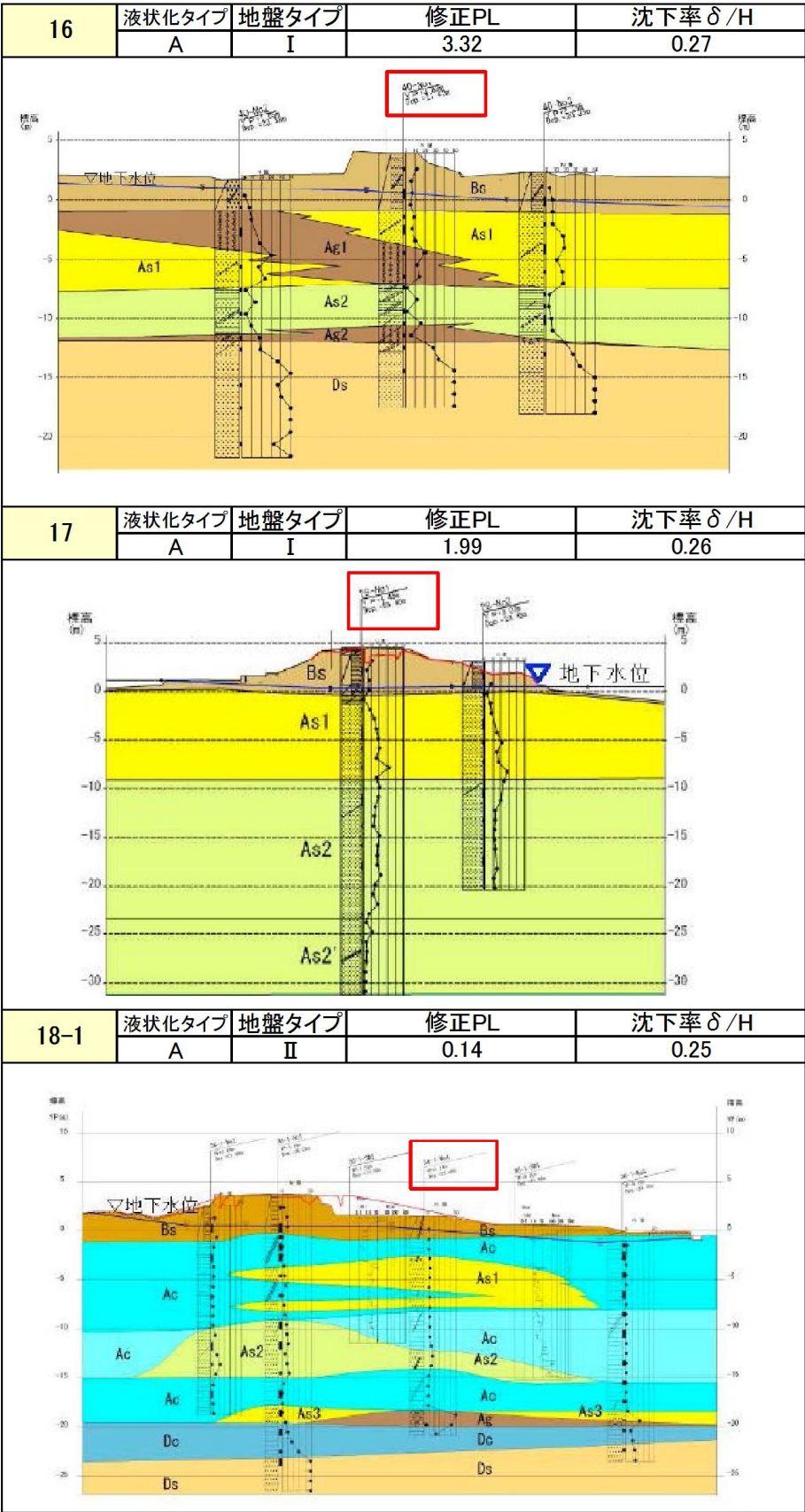


表 2.2-2(3) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例概要図(3)

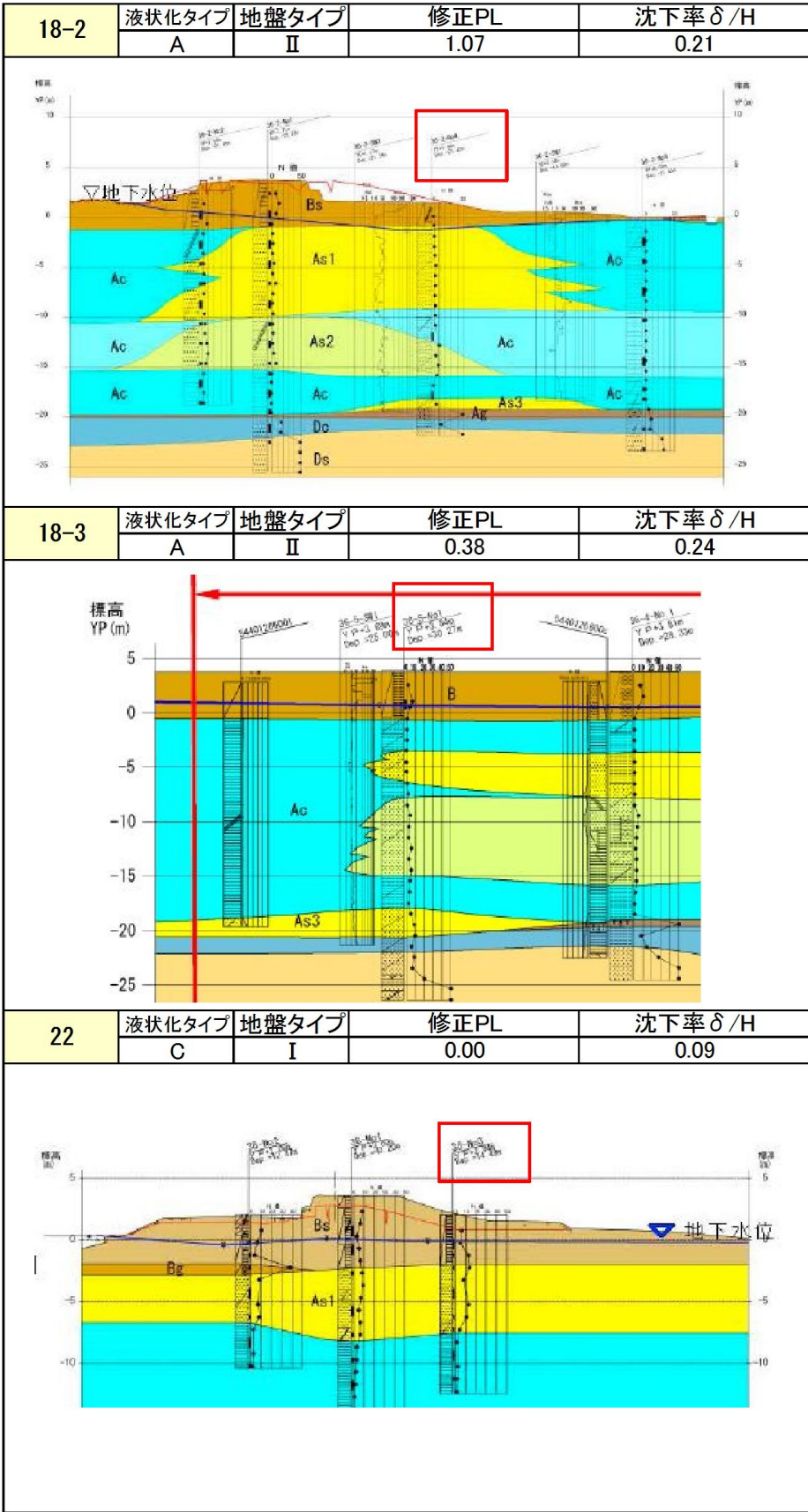




表 2.2-2(4) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例概要図(4)

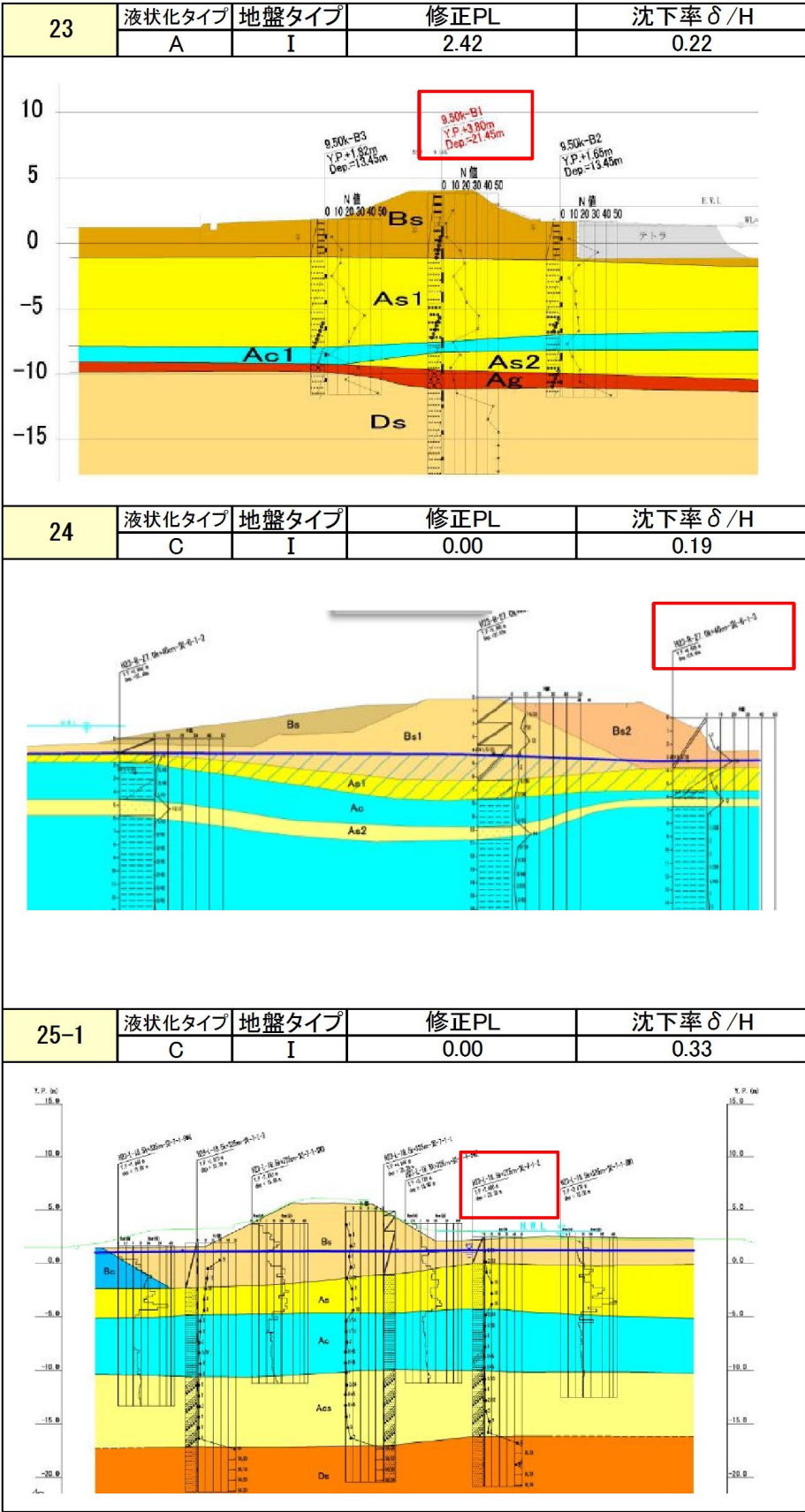


表 2.2-2(5) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例概要図(5)

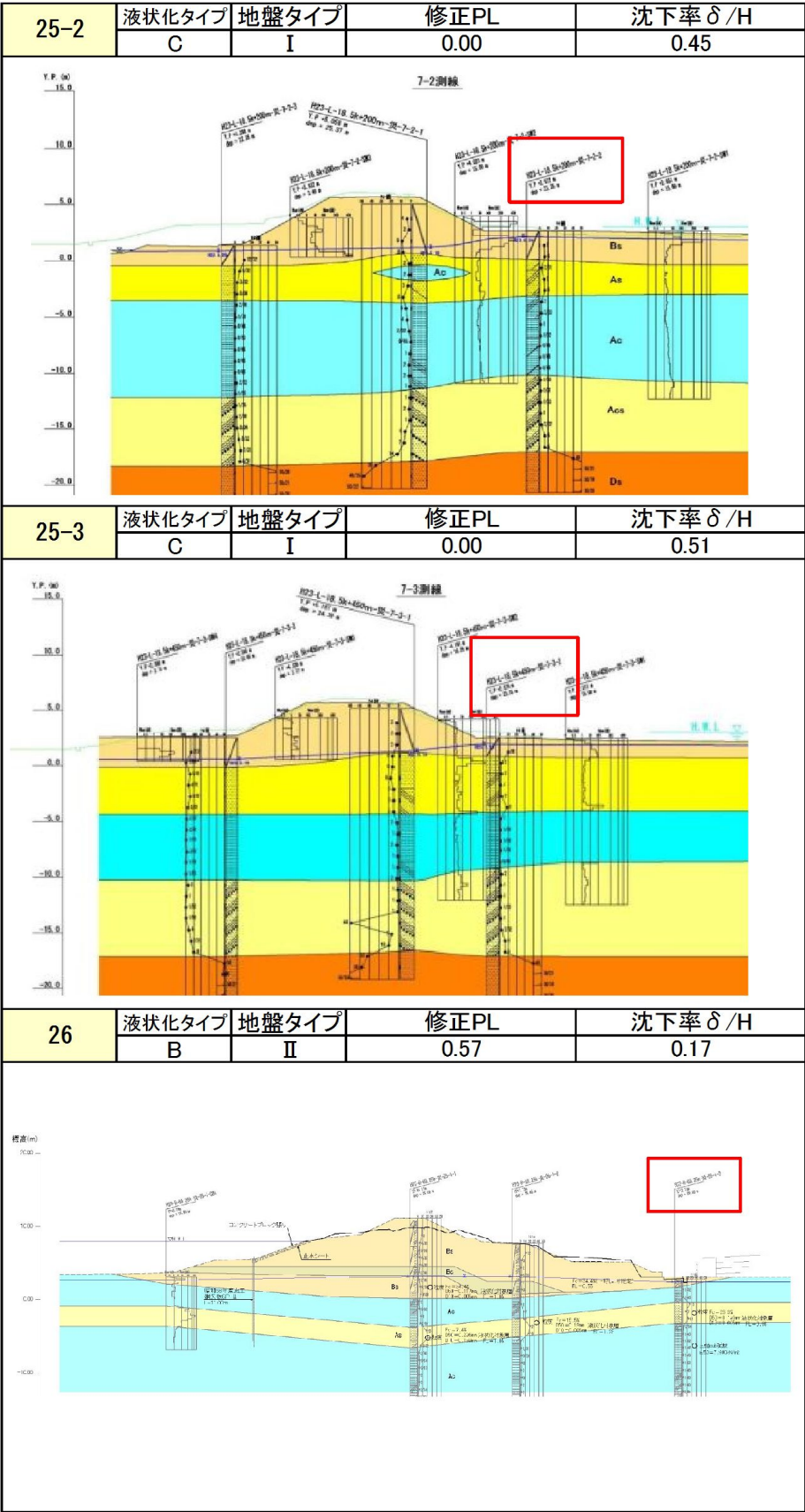


表 2.2-2(6) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例概要図(6)

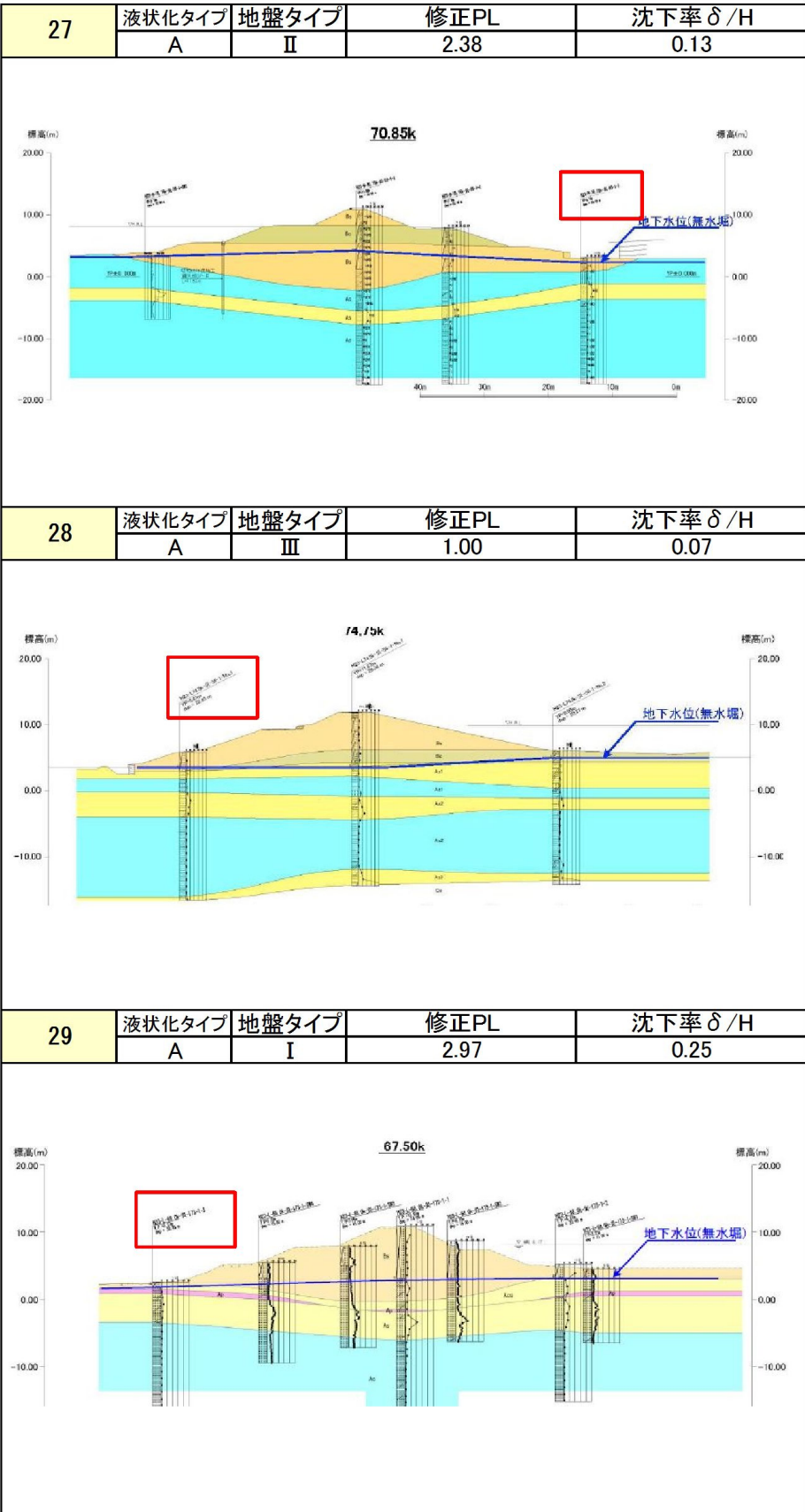


表 2.2-2(7) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例概要図(7)

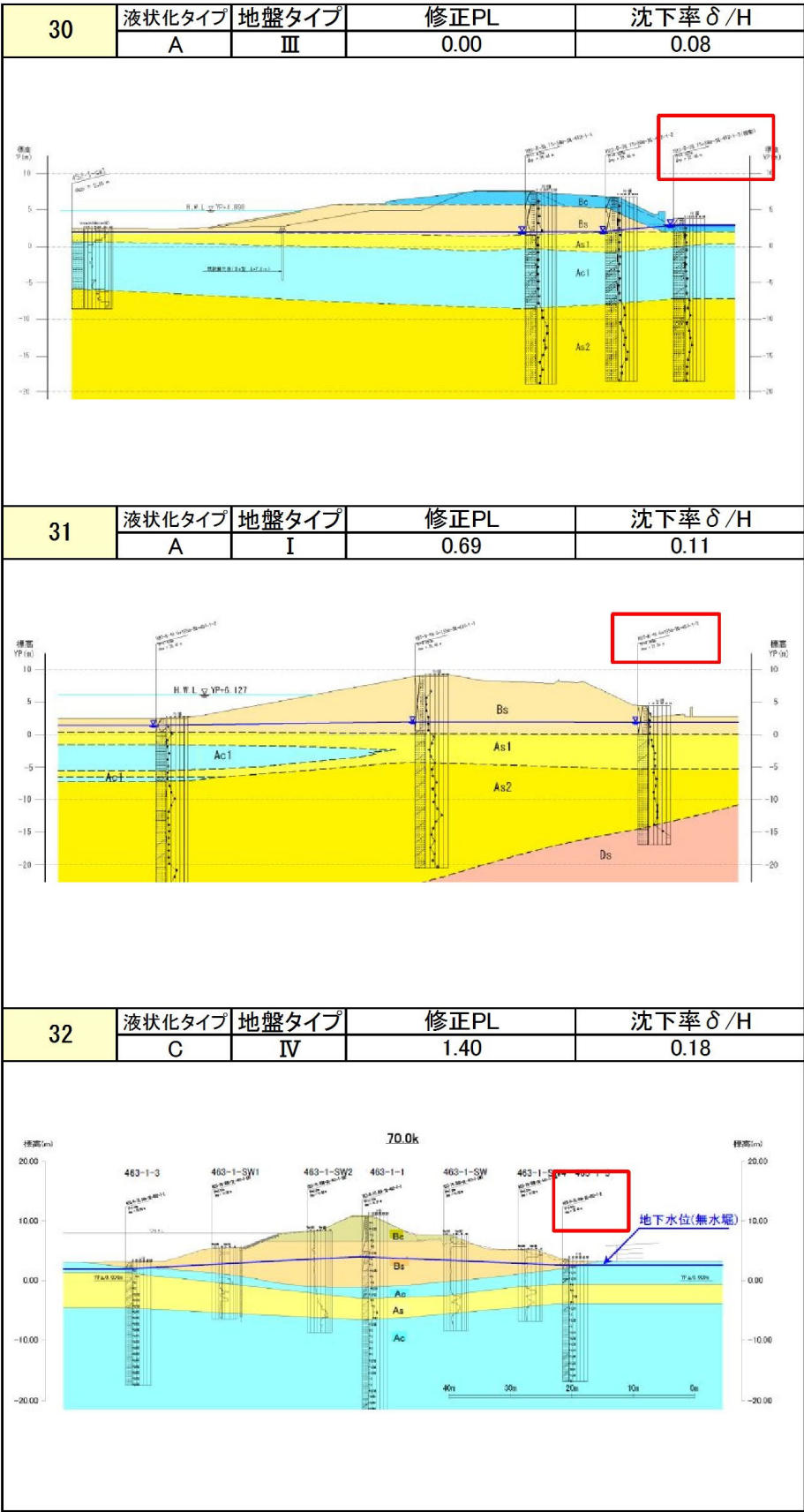




表 2.2-2(8) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例概要図(8)

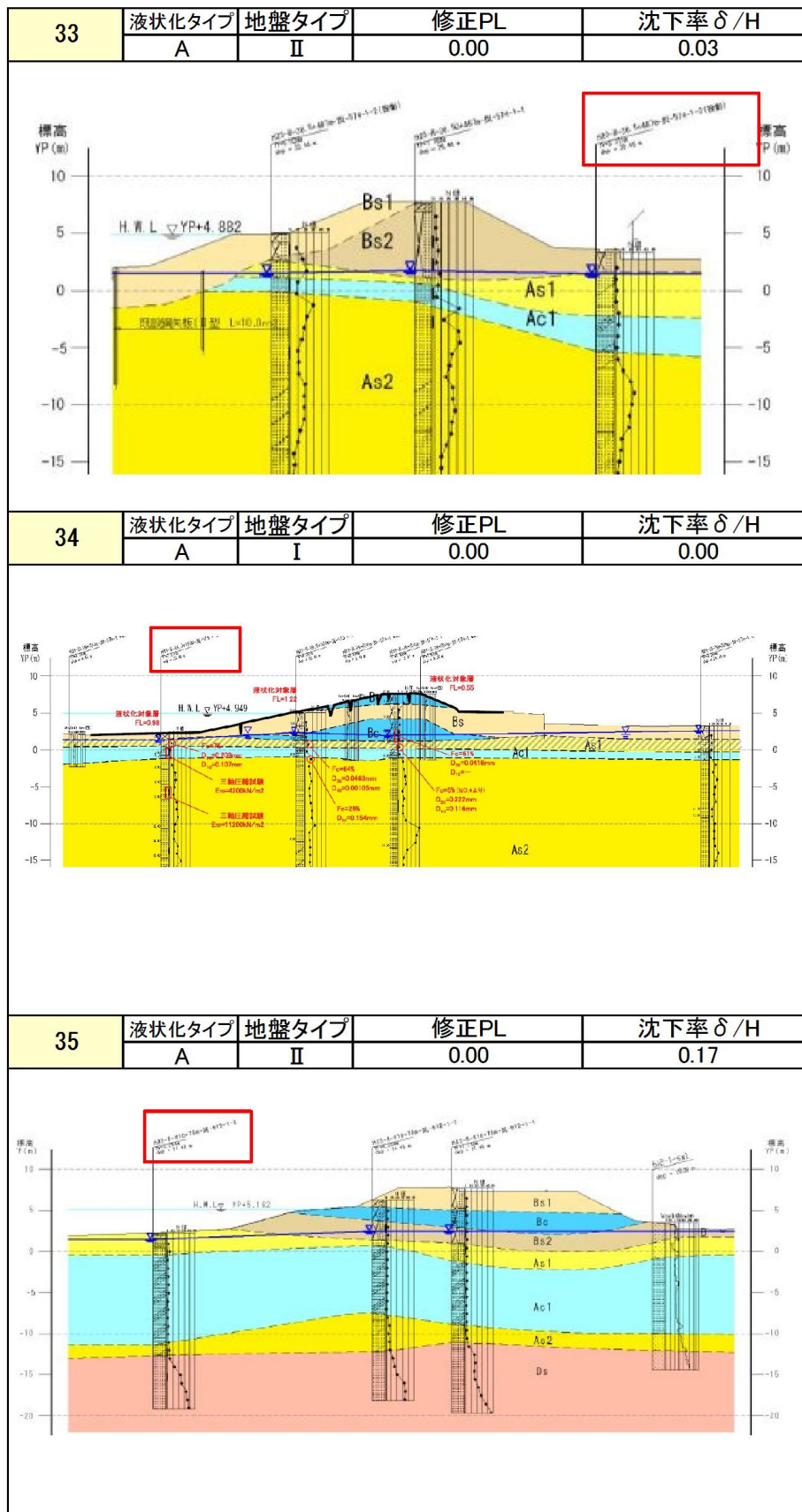


表 2.2-2(9) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例概要図(9)

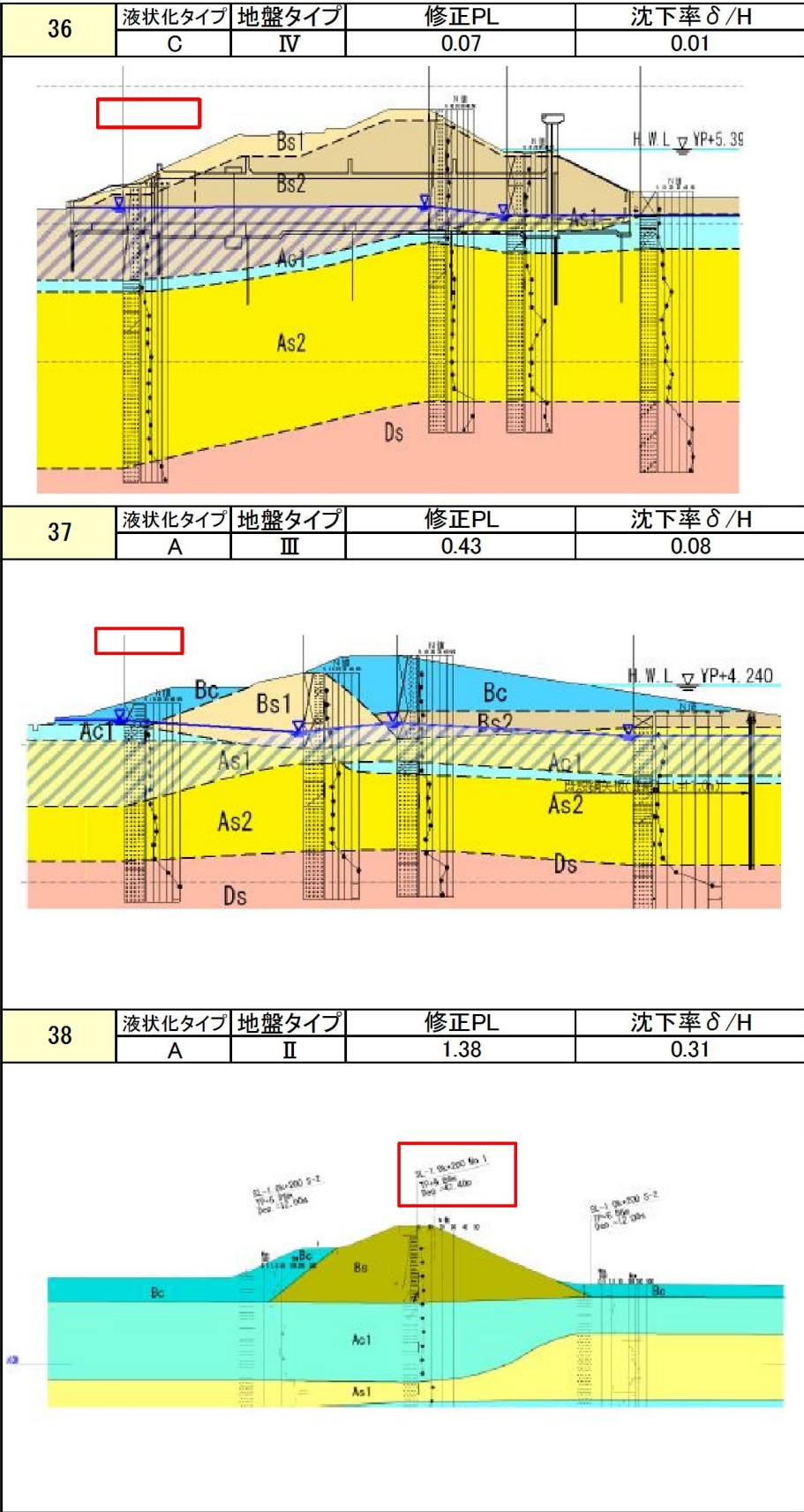


表 2. 2-2(10) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例概要図(10)

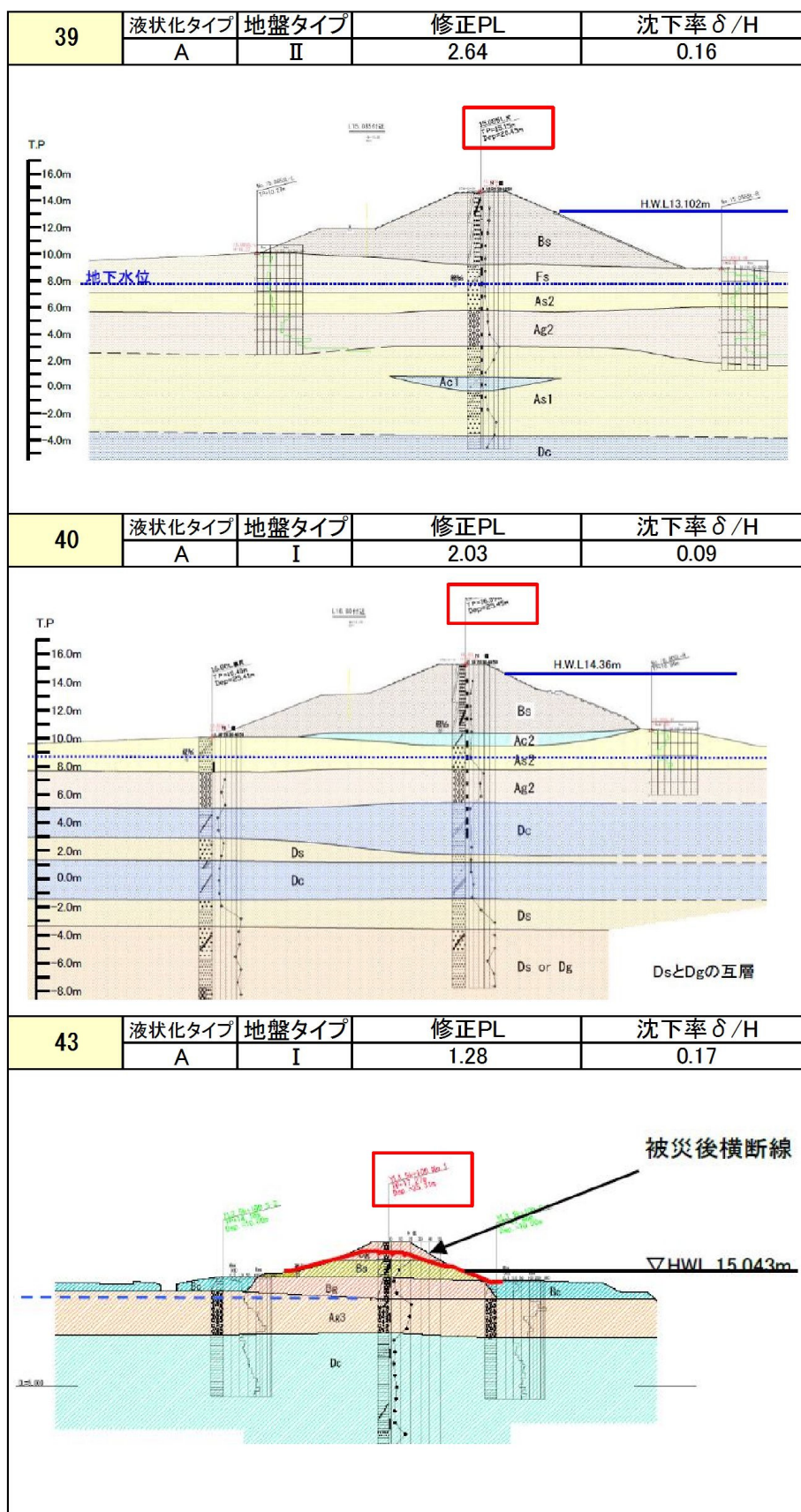




表 2. 2-2(11) 河川堤防（関東地整管轄）の被災事例概要図(11)

44	液状化タイプ	地盤タイプ	修正PL	沈下率 $\delta/H$
	A	I	1.88	0.15
45	液状化タイプ	地盤タイプ	修正PL	沈下率 $\delta/H$
	A	I	2.67	0.34
	液状化タイプ	地盤タイプ	修正PL	沈下率 $\delta/H$

## 2. 4. 道路盛土に求められる性能

今までの道路盛土は、橋梁等の重要構造物に比べて復旧が容易であるとの考えが浸透し、液状化地盤上の対策工は積極的に行われていなかった。しかしながら、近年の土工構造物技術基準の基本方針<sup>13)</sup>によると、道路は重要度に応じて一律の要求性能が設定されることとなり、道路盛土も相応の対策が求められている。例えば、「中部版のくしの歯作戦」<sup>14)</sup>では、ステップ1に該当する広域支援ルートは概ね1日以内の道路啓開を目標としており、道路盛土であっても、1日以内に復旧できる被害レベルに抑える対策が求められる。

道路盛土対策の定義として、地震前の実施を事前対策、地震後の復旧時の実施を事後対策とすると、事前対策の必要性は図2.4-1のように示される。ここで、レベル1(L1)地震動とレベル2(L2)地震動ともに、被害レベルを想定する必要がある。膨大な管理延長を有する道路盛土では、まず、効率的に危険箇所を抽出する予測手法が求められる。

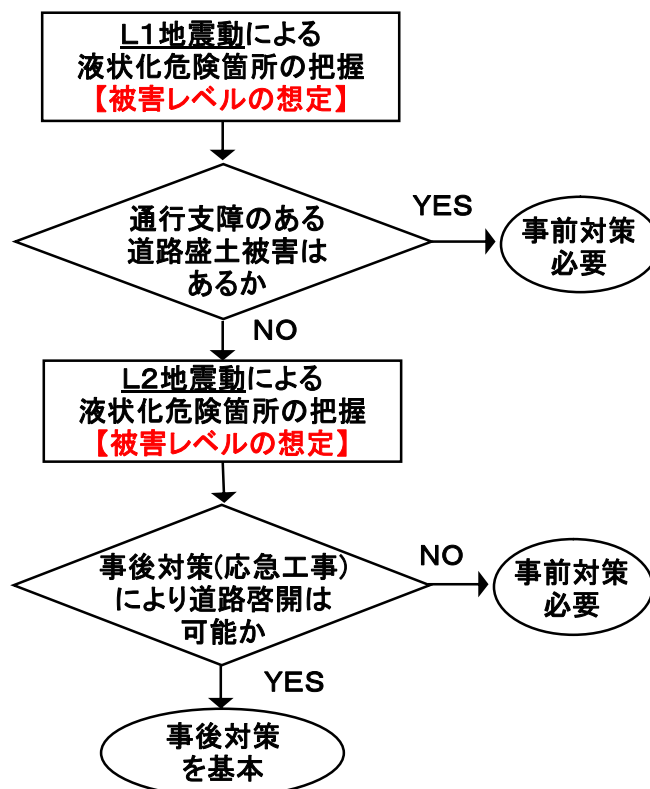


図 2.4-1 道路盛土の対策の必要性

盛土の被害レベルの指標としては、想定される沈下量から判断されることが考えられる。L1 地震時に判断される「通行支障の有無」としては沈下量 20cm 程度<sup>15) 16)</sup>、L2 地震時に判断される「応急工事で道路啓開は可能か (1 日の場合)」としては沈下量 50cm 以上<sup>15) 16)</sup>が、目安と考えられる。

液状化時の盛土の被害想定では、沈下量の予測が重要であるため、本研究の重要テーマとして設定した。

## 2. 5. 盛土被害予測の検討

### 2. 5. 1. 概説(沈下量予測の必要性)

東日本大震災の盛土の被災状況は、特に河川堤防において、被災メカニズムや地形分類による被災要因などが整理されている<sup>17)</sup>。被災メカニズムには、主に、堤体（盛土）内の液状化と基礎地盤の液状化が示されている。盛土内の液状化は、直接に盛土崩壊につながるとともに、被害レベルが大きくなることから、積極的な地下水排除等の事前対策が必要と考えられている。それに対し、基礎地盤の液状化は、液状化強度等の地盤条件により被害レベルが大きく異なることから、被害レベルを適切に予測し、事前対策の必要性を判断する必要があると考える。

地形分類による被災要因としては、例えば、旧河道や干拓地といった人工的な埋立地において、特に液状化による被災率が高いとされている。地形分類は、被災危険性の高い領域を設定するには有効である。しかしながら、沈下量といった被害レベルの定量予測においては、別途の方法が必要である。本研究は、現行の技術基準<sup>2)3)</sup>に基づいた液状化抵抗率 FL 値 ( $R/L = \text{動的せん断強度比}/\text{地震時せん断応力比}$ ) を使った予測を行うこととした。

なお、インターネット環境からボーリング調査結果のデータ (Kunijiban)<sup>18)</sup> を取得できるため、これらデータを有効に活用することにより、広域地域で FL 値を算出することは可能であると考えている。

### 2. 5. 2. 事例分析による被災と無被災の関係

ここでは、液状化抵抗率 FL 値に基づく被災と無被災の関係を整理した。

東日本大震災（2011 年東北地方太平洋沖地震）では、茨城県小貝川の堤防盛土の被災報告<sup>19)</sup>によると、地表面の変状に影響すると考えられた GL-10m までの FL 値を整理し、被災箇所と無被災箇所を比較した結果、 $FL \leq 0.4$  の有無に応じ、被災と無被災が分かれる傾向にあることが示された。この傾向を確認するために、関東地方整備局に情報公開申請<sup>11)</sup>して小貝川堤防の被災情報を入手し、その情報に基づき検討を行った。また、その他の河川堤防の被災 50 箇所程度の詳細情報<sup>12)</sup>も入手し、検討を行うこととした。

#### (1) PL 値による被災と無被災の関係：小貝川

小貝川 11 箇所の FL 値等の関連情報を使い、箇所ごとに液状化指数 PL 値を図 2.5.2-1 のように整理した。11 箇所のうち 6 箇所は、被災箇所と無被災箇所が存在した。無被災箇所は 8 箇所であった。なお、PL 値<sup>6)</sup>は、ボーリング調査箇所の液状化危険性を示す指標であり、以下の式で算出される。ここで、 $w(z)$ は深さ  $z$  の影響を考慮した指標であり、 $F$  は液状化有無の影響を考慮した指標である。

$$P_L = \int_0^{20} w(z) \cdot F dz$$
$$F = \begin{cases} 1 - F_L & (F_L < 1.0) \\ 0 & (F_L \geq 1.0) \end{cases} \quad w(z) = 10 - 0.5z$$

$P_L > 15$  液状化危険度は極めて大  
 $5 < P_L \leq 15$  液状化危険度は大  
 $P_L \leq 5$  液状化危険度が小

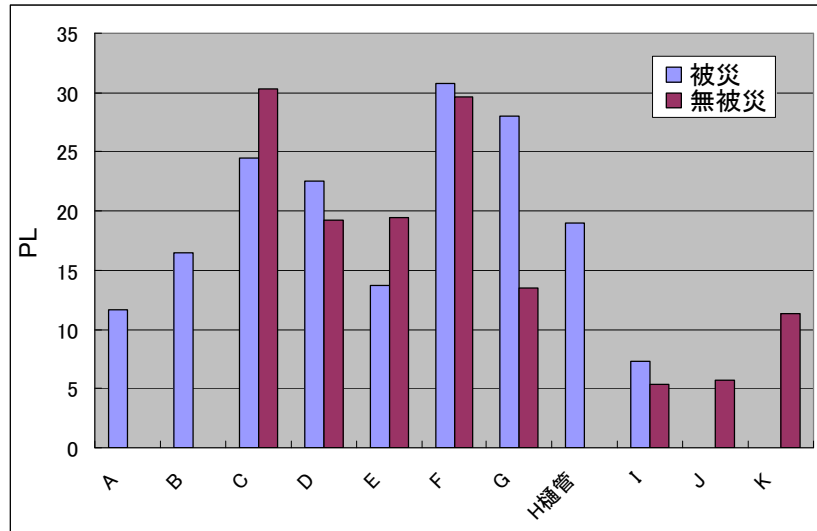


図 2.5.2-1 PL 値と被災・無被災の関係（小貝川）

PL 値の整理によると，無被災の 8 箇所のうち，危険度が極めて高い  $PL > 15$  は半数の 4 箇所となり，危険度が高い  $PL \geq 5$  は全 8 箇所となった．無被災箇所なのに，危険度が高い結果となった．また，無被災と被災の PL 値には差が見えなかった．以上から，PL 値では，液状化盛土の被災と無被災を判断するのは難しいと考えた．

## （２）修正 PL 値による被災と無被災の関係：小貝川

被災報告<sup>19)</sup>では， $F_L$  の制限を 1.0 から 0.4 に，深さ  $Z$  を 20m から 10m に変更した方が被災・無被災の関係性が高いとしている．本件は，その報告事例に基づいた修正 PL 値を求め，図 2.4.2-2 に整理した．修正 PL 値は，以下の式で算出した．

$$\text{修正}P_L = \int_0^{10} w(z) \cdot F dz \quad F = \begin{cases} 0.4 - F_L & (F_L < 0.4) \\ 0 & (F_L \geq 0.4) \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - z$$

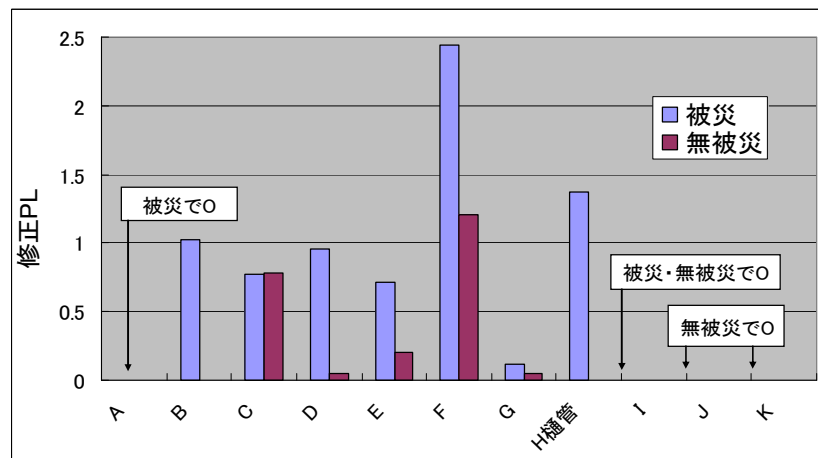


図 2.5.2-2 修正 PL 値と被災・無被災の関係（小貝川）

修正 PL 値の整理によると、無被災の 8 箇所のうち、修正 PL 値 $\leq 0.05$ は 5 箇所、修正 PL 値 $\leq 0.2$ は 6 箇所となり、無被災箇所の大半（8 箇所中 6 箇所）で低い値を示した。PL 値の整理と比べて、無被災箇所の判定に改善が見られた。しかしながら、被災 9 箇所においては修正 PL 値=0 が 2 箇所あり、被災箇所の抽出のためには課題が見られた。

### 2. 5. 3. 事例分析による被災盛土沈下量の関係

ここでは、東日本大震災（2011 年東北地方太平洋沖地震）の河川堤防の被災データを基に、盛土の沈下量と PL 値との関係性を整理した。PL 値は、その地点（今回は盛土箇所）における液状化危険度の大きさを示す指標として用いられているため、盛土の沈下量との相関性があるのではと考えた。

#### （1）PL 値による沈下率の関係：小貝川

小貝川 11 箇所の関連情報を使い、PL 値と沈下率（沈下量 $\delta$ /盛土高 $H$ ）の関係を図 2.5.3-1 に整理した。被災箇所は、PL 値が大きくなると $\delta/H$ も大きくなる傾向がややみえるが、無被災箇所（沈下率 0）であるにも関わらず、高い PL 値を示す盛土が存在した。以上より、PL 値では盛土の沈下量を表現することはできない。

PL 値は、液状化層深さ 20m 及び液状化抵抗率 $FL < 1.0$ を対象とした求められる値であるが、盛土の沈下量の予測には適合しないようである。よって、PL 値を修正し、盛土の沈下量との関係性を検討することとした。

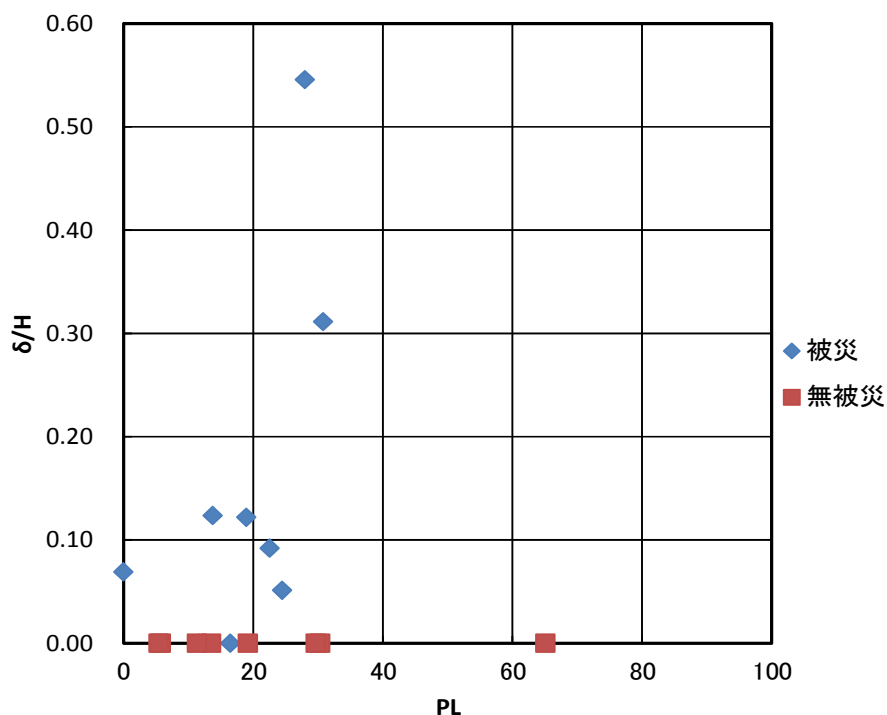


図 2.5.3-1 PL 値と沈下率の関係（小貝川）



## (2) 修正 PL 値による沈下率の関係

前項 (2.5.2(2)) に示した修正 PL 値と沈下率の関係を図 2.5.3-2 のとおり整理した。ここでは、小貝川の 11 箇所データの他に、関東地整管轄の河川堤防の被災データ 9 箇所を追加した。図中には、自然地盤と盛土・埋土地盤に分けるとともに、被災（沈下あり）と無被災（沈下なし）に分けて示した。また、図中の直線は、自然地盤箇所、盛土・埋土箇所について、各々の無被災・被災を含むデータを用い、切片を 0 として最小二乗法で求めた近似的な直線を示している。これらより、以下の関係を確認した。

- ・ 自然地盤箇所、盛土・埋土箇所ともに、修正 PL 値の増加に伴い盛土の沈下率が増加する傾向がうかがえた。
- ・ 無被災であるにも関わらず、修正 PL 値を示す箇所が自然地盤箇所及び盛土・埋土箇所ともにやや存在している。
- ・ 盛土・埋土箇所と比べて自然地盤の方が、修正 PL 値による沈下率の増加傾向が小さく、修正 PL 値と沈下率との関係性のバラツキが小さいようである。近似的な直線に対する沈下率は 1 箇所を除き、概ね妥当な値を示している。
- ・ 盛土・埋土箇所は、修正 PL 値と沈下率との関係性にバラツキが大きい。近似的な直線に対する沈下率は、過小に評価する箇所が多く問題である。

以上より、近似的な直線を沈下率の予測式とみなした場合、概ねの妥当性は確認できたが、被災・無被災の事例データともにバラツキが見られるため、予測式の精度を高める分析を進めることとした。

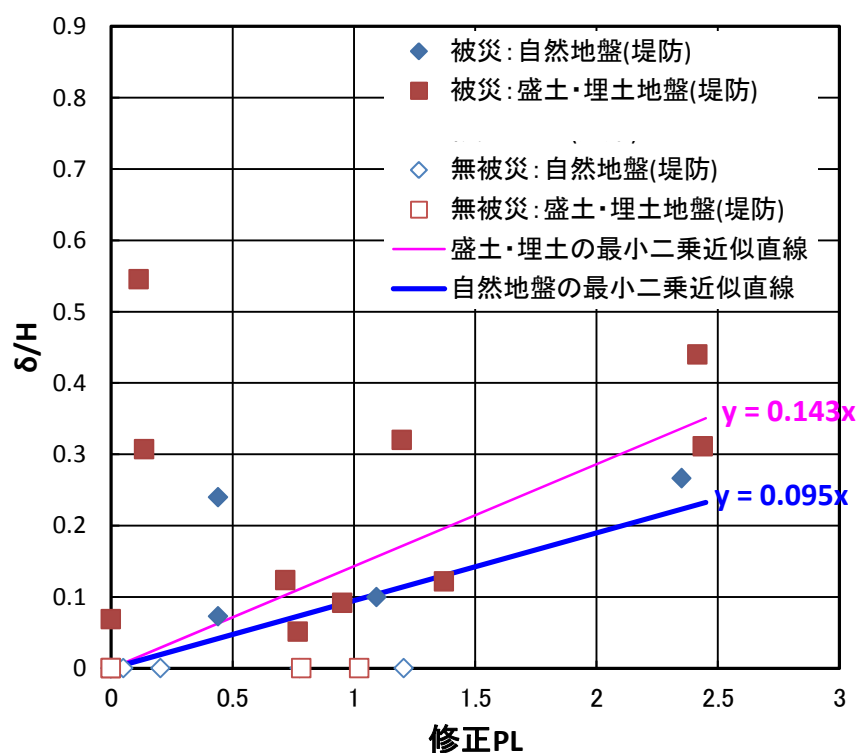


図 2.5.3-2 修正 PL 値と沈下率の関係（小貝川+9 箇所）

## 2. 5. 4. 沈下予測の精度向上の検討

ここでは、盛土の沈下予測の精度を上げる試みとして、液状化タイプと地盤タイプに着目した検討を行った。

### (1) 地盤条件に基づいた分類

#### 1) 分類の考え

関東地整の被災事例データ<sup>11) 12)</sup>の情報を詳細確認し、FL 値を修正計算するとともに、液状化タイプと地盤タイプの分類を行うこととした。検討データは 32 箇所であり、以下の考えで整理したものである。

- ・ FL 値の修正計算：収集した既存の FL 値は、算出位置が盛土・のり面・地表面で混在していたため、地表面位置の FL 値に統一した。
- ・ 液状化タイプと地盤タイプ：表 2.5.4-1、図 2.5.4-1 のように分類した。

表 2.5.4-1 液状化タイプと地盤タイプの分類

液状化タイプ		地盤タイプ		
分類	液状化層	分類	盛土	基礎地盤
		I	砂質土	砂質土
A	基礎地盤	II	砂質土	粘性土
B	堤体	III	複合	砂質土
C	複合	IV	複合	粘性土

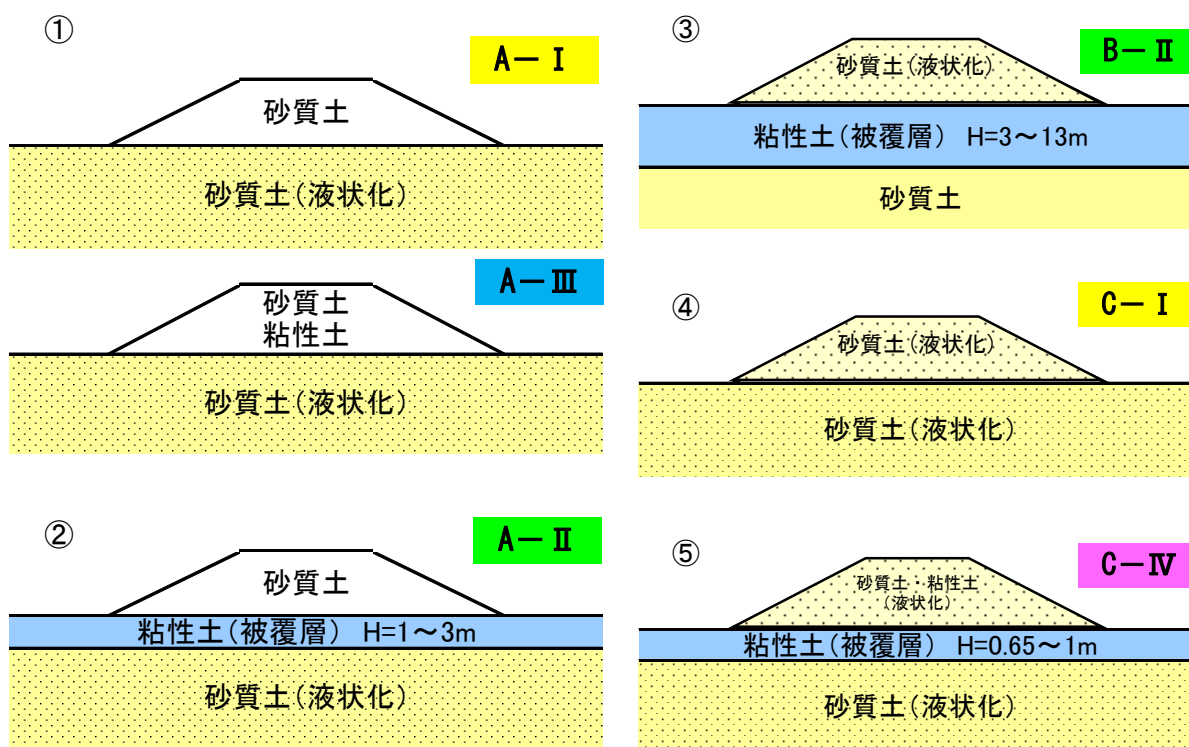


図 2.5.4-1 分類の組合せ図

ここで、液状化タイプの分類 A は基礎地盤が液状化する場合、分類 B は堤体（盛土）が液状化する場合、分類 C は基礎地盤と堤体が液状化する場合である。また、地盤タイプの分類 I は盛土が砂質土で基礎地盤が砂質土の場合、分類 II は盛土が砂質土で基礎地盤が粘性土の場合、分類 III は盛土が砂質土と粘性土の複合で基礎地盤が砂質土の場合、分類 IV は盛土が砂質土と粘性土の複合で基礎地盤が粘性土の場合である。これらの組合せから、図 2.5.4-1 のように分類分けをしており、表題の着色は、分類 I は黄色、分類 II は緑色、分類 III が青色、分類 IV が桃色を示している。

## （２）分類ごとの修正 PL 値と沈下率の整理

図 2.5.4-2 は、基礎地盤が液状化した分類 A について整理したものである。図 2.5.4-3 は、堤体（盛土）が液状化した分類 B と C について整理したものである。

基礎地盤が液状化した分類 A の修正 PL と沈下率の関係（図 2.5.4-2）は、修正 PL 値の増加に伴い沈下率が大きくなる傾向がみえる。前項に示した図 2.5.3-2 の整理に比べると、修正 PL 値  $\geq 1.5$  の事例が増えており、沈下率の増加傾向が幅広く検証できている。ここで、粘性土が浅層に薄く介入している分類 A-II では、修正 PL 値に対して大きめの沈下率を示している。これは、修正 PL 値では、粘性土層の地震時における変形量がカウントできていないためと考えられる。

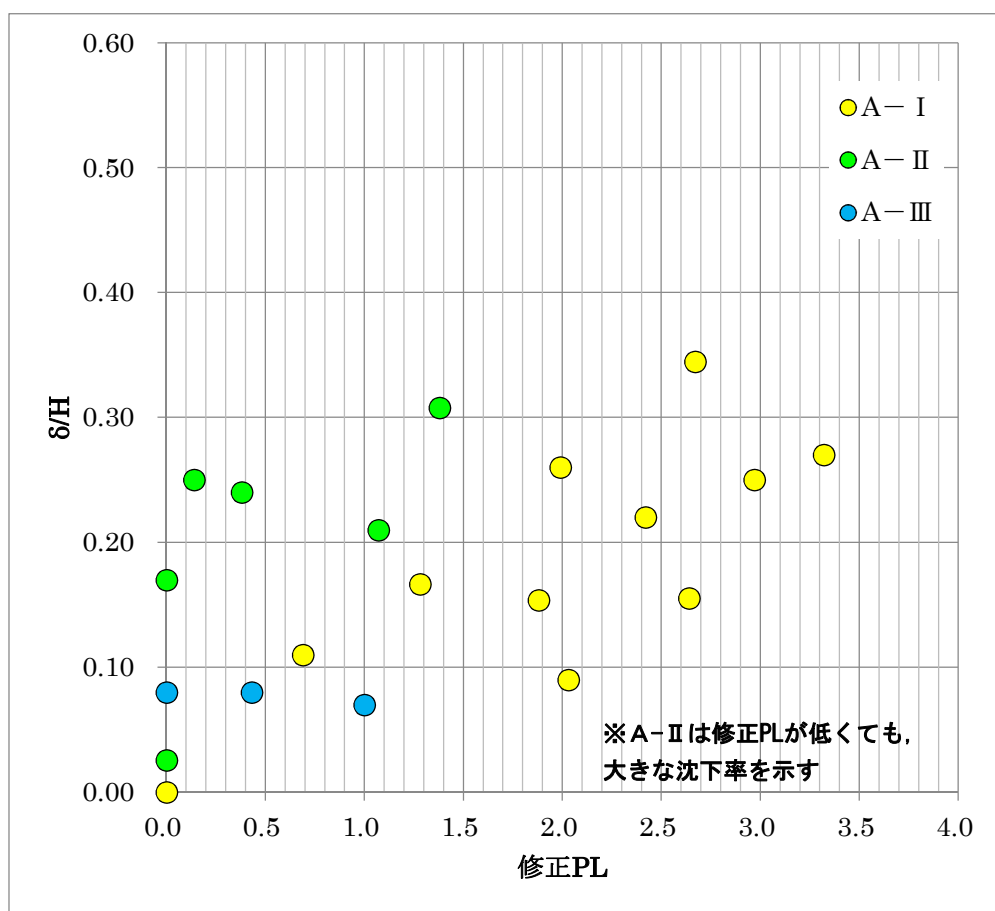


図 2.5.4-2 修正 PL 値と沈下率の関係図（分類 A）

一方、盛土自体が液状化した分類 B と分類 C (図 2.5.4-3) は、修正 PL 値が低い領域でも大きな沈下率を示すとともに、修正 PL 値と沈下率に相関性はみられない。これは、修正 PL 値が基礎地盤の FL 値に基づき算出しており、盛土の液状化影響を考慮していないためである。以上より、修正 PL 値による沈下率の予測には適さない。

なお、盛土自体の液状化は被害レベルが大きくなりやすいことから、盛土内に地下水が存在し盛土の液状化被害が想定される箇所は、積極的な地下水排除の事前対策を行う必要がある。その場合、法尻ドレーン工や水抜きボーリング工が考えられる。

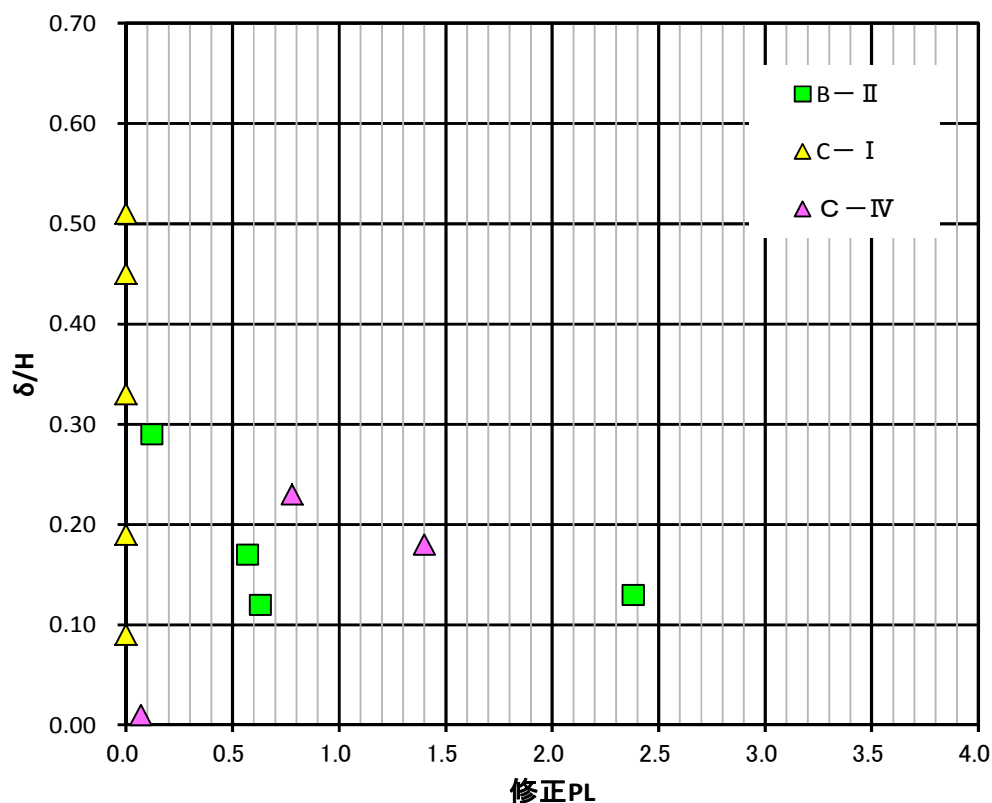


図 2.5.4-3 修正 PL 値と沈下率の関係図 (分類 B と C)

### (3) 修正 PL 値と沈下率の関係 (まとめ)

被災事例データの地質断面図を確認し、基礎地盤が「液状化層均一」と「液状化層不均一」に分けて、図 2.5.4-2 を図 2.5.4-4 のように再整理した。ここで、「液状化層均一」とは盛土直下地盤に液状化層が分布する場合であり、修正 PL 値が求められる箇所である。「液状化層不均一」とは盛土直下地盤に粘性土層が介在する場合であり、修正 PL 値が求められにくい箇所である。図 2.5.4-4 には、修正 PL 値と沈下率の関係となる予測線：平均線(黒線)を示している。これは、基礎地盤が「液状化層均一」の被災データを用いて、最小二乗法で求めた式によるものである。また、「液状化層均一」の被災データをすべて網羅できる安全線(赤線)も示した。これらより、以下の知見を得た。

- ・盛土直下地盤に液状化層が分布する「液状化層均一」では、修正 PL 値と盛土の沈下率の予測精度が向上した。なお、沈下量を安全側に想定するためには、安全線（赤線）の式を使い、盛土の沈下量を予測するのが望ましいと考える。
- ・盛土直下の基礎地盤に粘性土層が介入する「液状化層不均一」では、上記安全線を外れた沈下率を示す箇所が存在する。この条件では、液状化程度のみを評価する修正 PL 値で沈下量を予測するのが危険側であることを示しており、注意を要する。

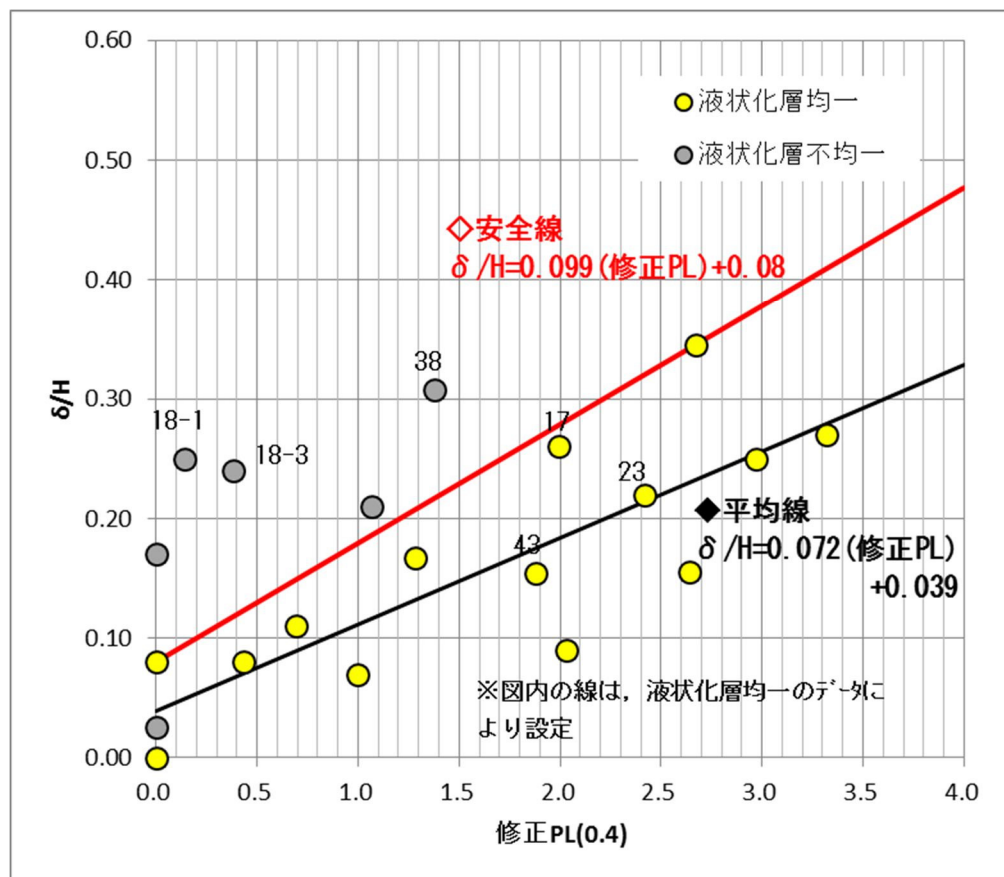


図 2.5.4-4 修正 PL 値と沈下率の関係 再整理（分類 A, 液状化層均一）

図 2.5.4-5(1)～(3)に「液状化層不均一」の代表断面，図 2.5.4-6(1)～(3)に「液状化層均一」の代表断面図を示している。「液状化層不均一」の断面図をみると，盛土直下の浅層に 2～3m 程度の粘性土層が分布している。ここでも大きな沈下率（ $\delta/H \approx 0.3$ ）を示しており，液状化以外の原因もありそうだが，その原因までは現情報では特定できない。一方，「液状化層均一」の断面図をみると，盛土直下の浅層に粘性土層の分布がなく，この場合は修正 PL 値による液状化影響を主体にした評価で問題ないと考えている。

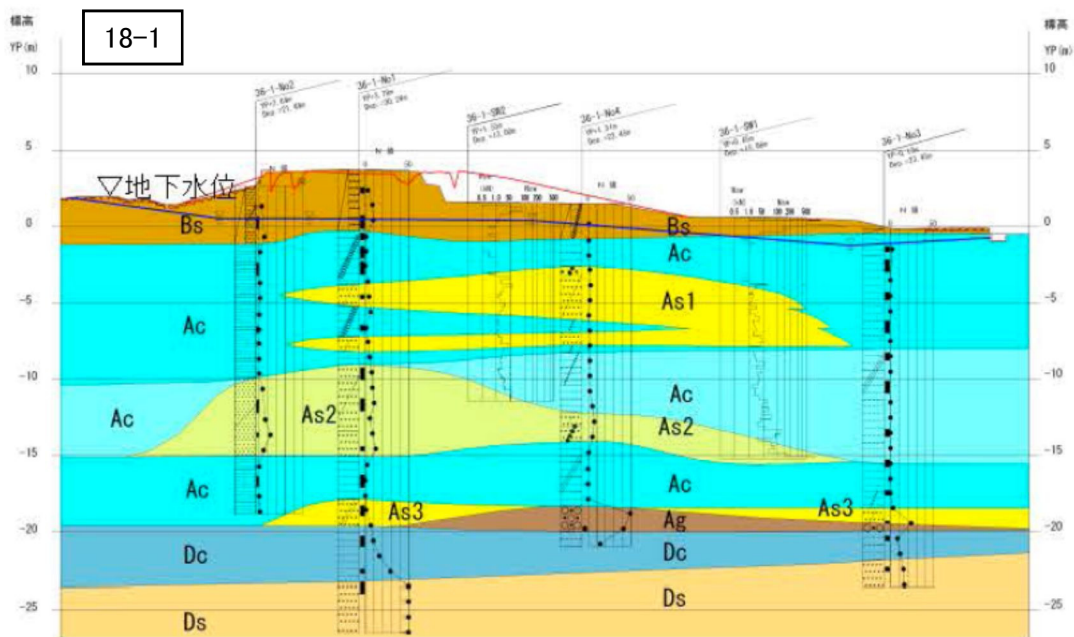


图 2.5.4-5(1) 代表断面图(液化化層不均一)

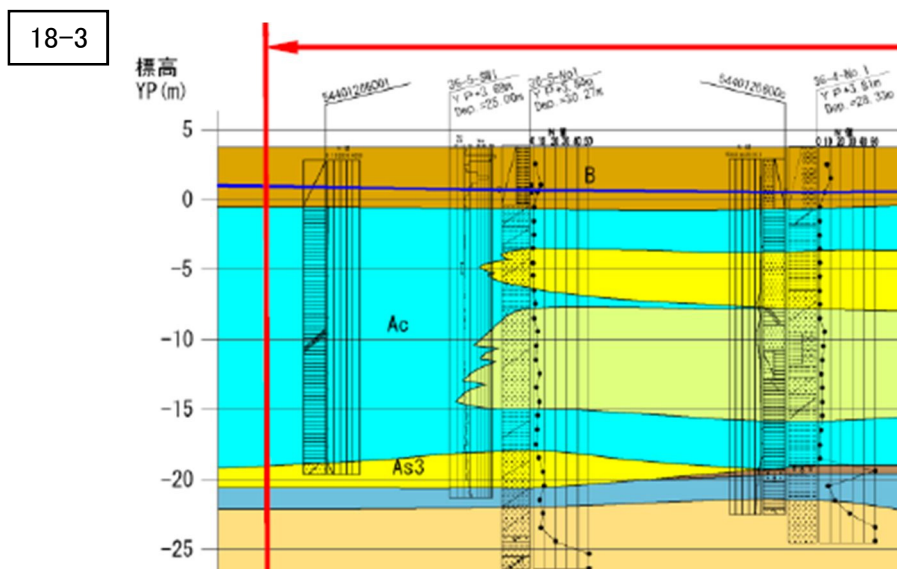


图 2.5.4-5(2) 代表断面图(液化化層不均一)

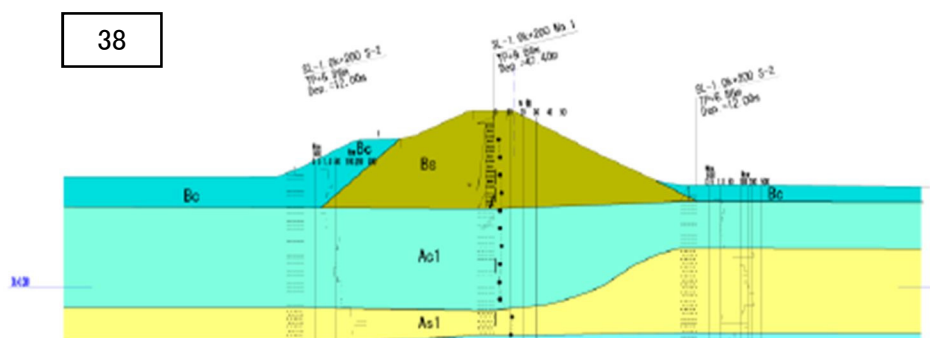


图 2.5.4-5(3) 代表断面图(液化化層不均一)



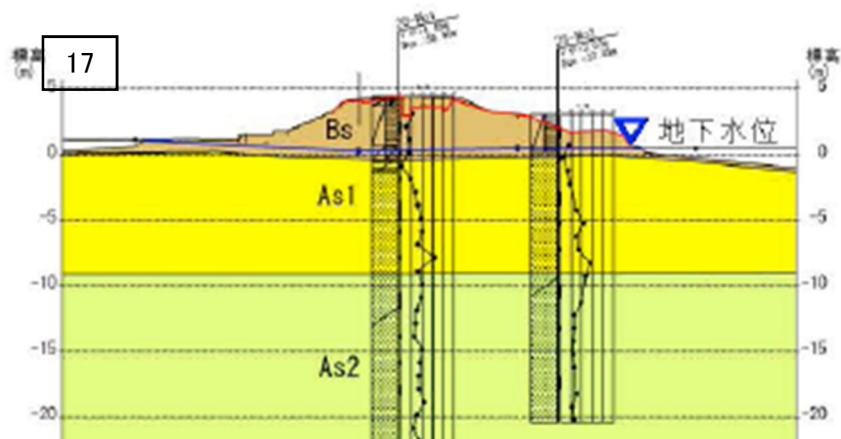


図 2.5.4-6(1) 代表断面図(液状化層均一)

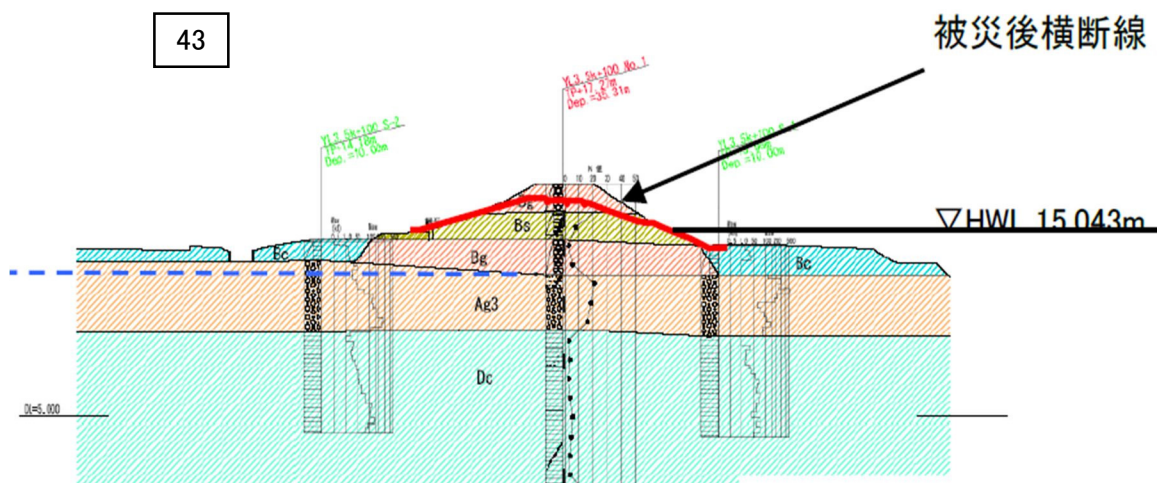


図 2.5.4-6(2) 代表断面図(液状化層均一)

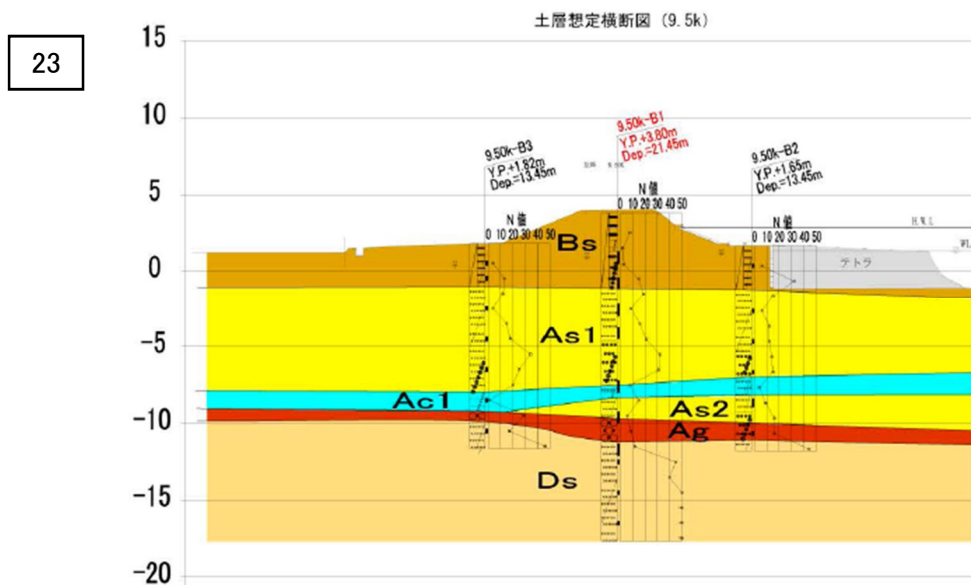


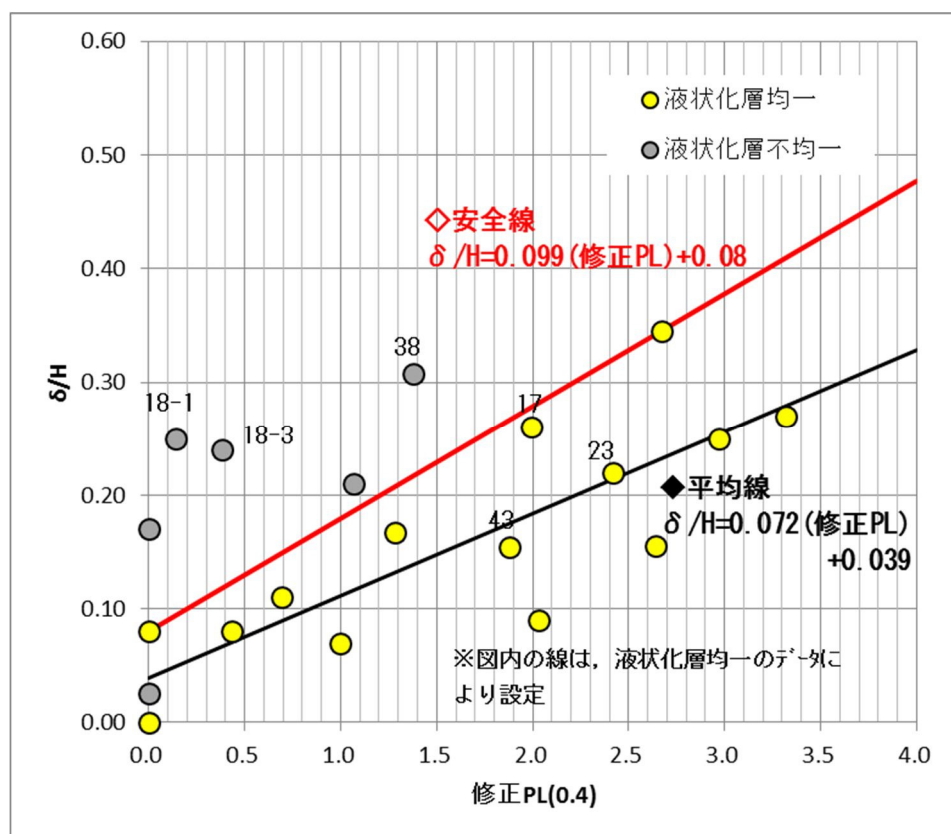
図 2.5.4-6(3) 代表断面図(液状化層均一)

## 2. 5. 5. 修正 PL 値と沈下率の関係の整理

前項までの修正 PL 値は、液状化層厚 10m までについて FL 値を算出し、その FL 値 $\leq 0.4$ を対象に求めた PL 値である。ここで、修正 PL 値と沈下率（沈下量／盛土高）の関係を整理したものを図 2.5.4-4 に示した。ここには液状化の盛土被害について、修正 PL 値を使った盛土の沈下率の推定式(1) (2)を示した。

平均線式：沈下率（沈下量／盛土高） $=0.072 \times$ 修正 PL 値 (FL $\leq 0.4$ ) $+0.039$  (1)

安全線式：沈下率（沈下量／盛土高） $=0.099 \times$ 修正 PL 値 (FL $\leq 0.4$ ) $+0.080$  (2)



再掲載 図 2.5.4-4 修正 PL 値 (FL $\leq 0.4$ ) と沈下率の関係

この式によると、修正 PL 値が 0 であっても、液状化による盛土の沈下が求められる事が問題となる。そこで、修正 PL 値を求める際の FL 値の制限値を、FL $\leq 0.6$  と FL $\leq 0.8$  の 2 種類について、図 2.5.4-4 と同様の整理を行うこととした。

図 2.5.5-1 は修正 PL 値 (FL $\leq 0.6$ ) と沈下率の関係を示し、図 2.5.5-2 は修正 PL 値 (FL $\leq 0.8$ ) と沈下率の関係を示す。両関係図ともに「液状化層均一」の箇所において、安全線から特異箇所が確認されたため、沈下率の推定精度としては、図 2.5.4-4 より劣っていると考えられる。なお、安全線と平均線において、修正 PL 値が 0 の場合に沈下率が 0 を示すのは、図 2.5.5-1 の場合 (FL $\leq 0.6$  の修正 PL 値の場合) であった。

なお、分析した事例データ数が限られているため、今後も液状化被害データを蓄積し、修正 PL 値と沈下率との関係性を分析する必要がある。また、盛土直下の浅層に粘性土層が分布する「液状化層不均一」の予測については課題がある。



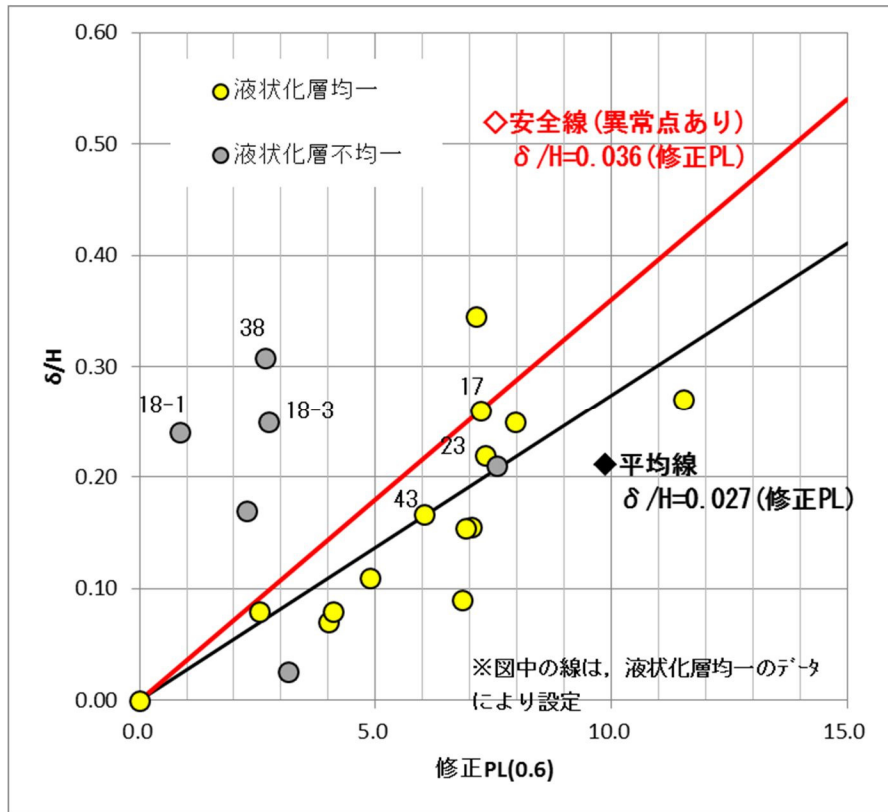


図 2.5.5-1 修正 PL 値 ( $FL \leq 0.6$ ) と沈下率の関係

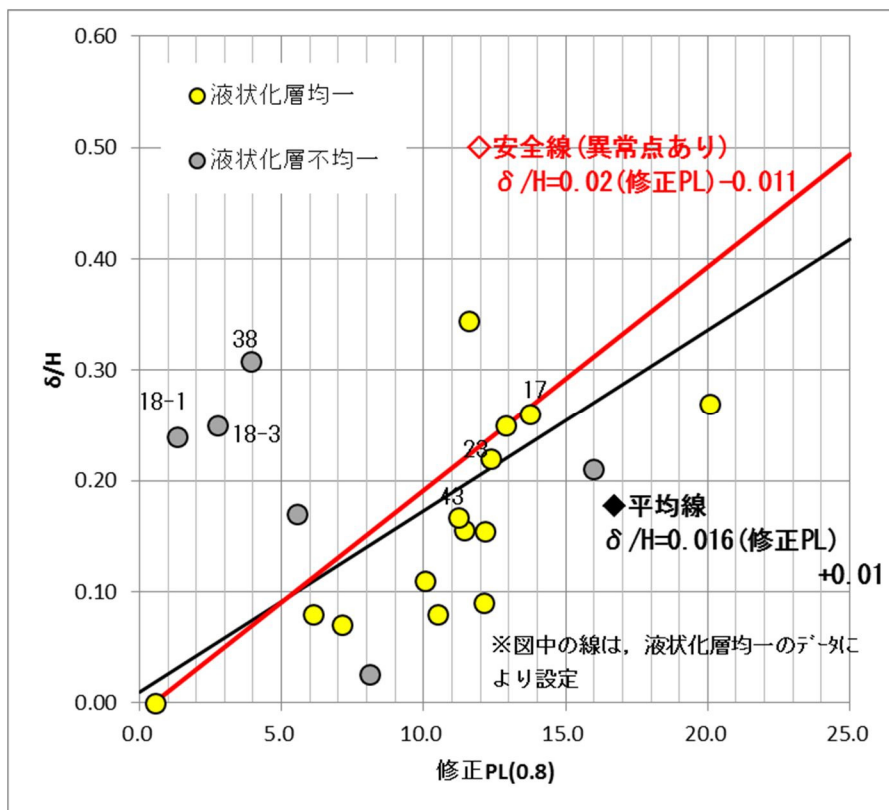
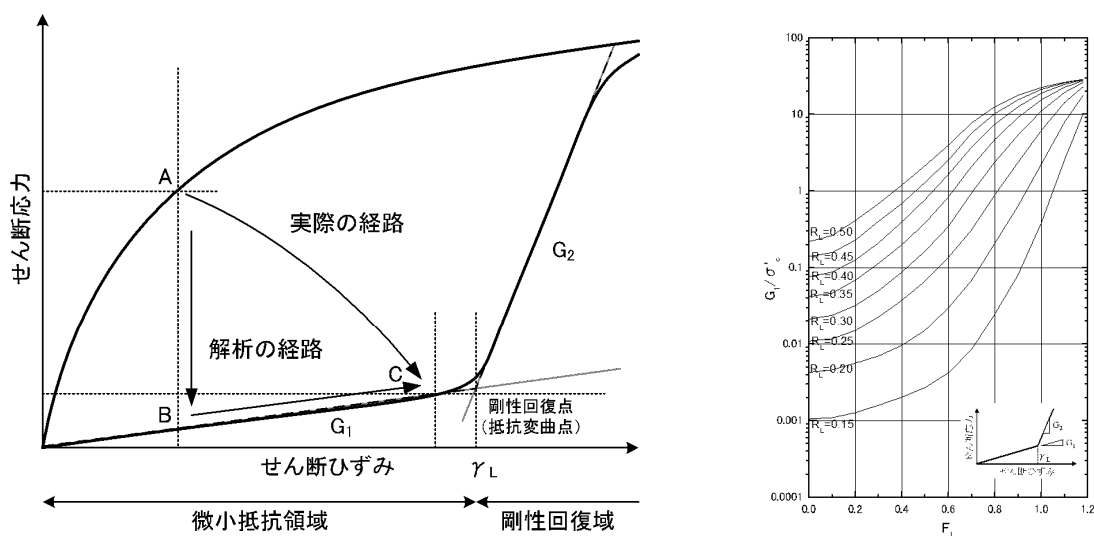


図 2.5.5-2 修正 PL 値 ( $FL \leq 0.8$ ) と沈下率の関係

## 2. 6. FEM（液状化残留変形解析）の検討

### 2. 6. 1. 概説

図 2.5.4-4 に示した修正  $R_L$  値による沈下率の算出式が，液状化層が水平正層のモデルケース断面の解析結果と適合するか否かを確認するために，FEM解析を行った．FEM解析は，静的 FEM 自重解析に基づき液状化による残留変形量を求める変形解析 ALID<sup>20)</sup> を用いて行った．ALID は，初期応力解析後に，地震による液状化時に土が剛性低下する状態を，静的な有限要素法により評価する解析法である．剛性低下率は，地震時の液状化抵抗率  $F_L$  と動的強度  $RL$  の関数で与えられる．図 2.6.1-1 に概念図を示す．液状化後の圧密排水による沈下は，石原らの考え<sup>21)</sup> により求める．図 2.6.1-2 に概念図を示す．



$R_L$  ごとの微小抵抗領域のせん断剛性比  $G_1/\sigma'_c$  の関係

地震前と地震後の液状化地盤のせん断応力とせん断ひずみ関係の模式図

図 2.6.1-1 ALID の概要<sup>20)</sup>

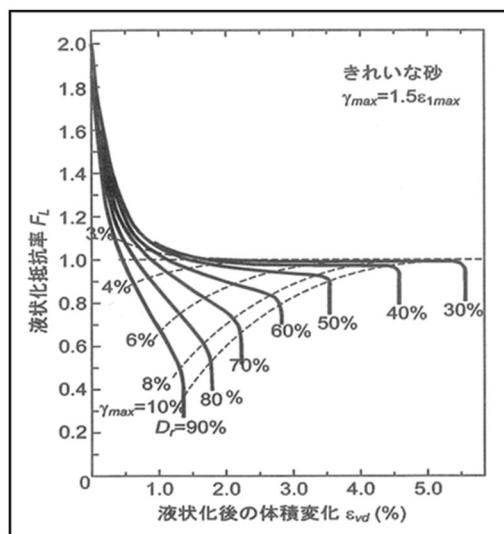


図 2.6.1-2 液状化後の体積変化<sup>21)</sup>

## 2. 6. 2. 解析条件

表 2.6.2-1 に、ALID 解析のモデルケース条件を示す。解析ケース条件は、盛土の天端幅、盛土の高さ、盛土材を変化パラメータとして設定し、これに伴う解析結果を確認することとした。ここで、液状化層の液状化抵抗率  $N$  値（修正 PL 値）を変化させる方法として、地表面加速度を変化パラメータとした。

地盤条件は、地表面付近の液状化層厚は 8m とし、その下部層は非液状化層とした。解析領域は幅 300m、深度は耐震基盤層までの 26m とし、十分に広い領域とした。基礎地盤は水平成層とし、地下水位は地表面に設定した。解析に用いる変形特性は、液状化対象層は液状化要素、粘性土は非排水要素、砂質土と盛土は連成要素とした。地盤材料の非線形モデルは、全て MC/DP モデルを用いた。MC/DP モデルにおいては、弾性状態の弾性係数を式（1）に示す平均主応力に依存する Janbu 式を用いている。表 2.6.2-2 に、解析パラメータの一例として、盛土材条件が砂質土系の  $N$  値=3 を示す。FEM 解析は、以下のステップで行った。

- ・自重解析により、盛土を載荷させた状態の地盤内応力を表現する。なお、変位量はリセット（ゼロ）にする。
- ・液状化流動解析により液状化時の沈下量を求める。
- ・液状化後沈下解析により体積変化後の沈下量を求める
- ・液状化時と体積変化後の沈下量を合計し、最終沈下量を求める。

表 2.6.2-1 解析のモデルケース概要

盛土天端幅 B (m)	1 0 m, 2 0 m, 3 0 m
盛土高 H (m)	4 m, 6 m, 8 m
盛土材条件	<ul style="list-style-type: none"> <li>・砂質土系材料 (Bs) : <math>N</math> 値=3, <math>N</math> 値=8</li> <li>・粘性土系材料 (Bc) : <math>N</math> 値=3, <math>N</math> 値=8</li> </ul>
地表面加速度 (gal)	300gal, 400gal, 500gal

$$E_t = k \left( \frac{\sigma_m}{P_a} \right)^n, \quad G_t = \frac{E_t}{2(1+\nu)} \quad (1)$$

ここで、 $E_t, G_t$  : 接線弾性係数,  $k$  : Janbu 式パラメータ,  $n$  : Janbu 式パラメータ,  $\sigma_m$  : 平均主応力,  $P_a$  : 大気圧である。

表 2.6.2-2 解析パラメータ (盛土材条件 : 砂質土系,  $N$  値=3)

	下端 標高 (m)	層厚 D(m)	$\gamma_t$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	平均 $N$ 値	換算 $N$ 値 $N_1$	$\sigma'_v$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	$\sigma'_m$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	E ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	G ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	$\nu$	c ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	Janbu 式 k	Janbu 式 n	$\psi$ ( $^\circ$ )	Fc(%)	RL	Dr(%)	非線形 特性	変形 特性
B	0.0	6.0	19.0	3.0	4.0	57.00	38.00	8400	3150	0.333	0.0	25.0	13490	0.5	0.0	10	—	32.1	MC/DP	連成
As1	-8.0	8.0	18.0	5.0	3.9	146.80	97.87	14000	5250	0.333	0.0	30.0	14010	0.5	5.0	20	0.155	31.7	MC/DP	液状化
Ac1	-13.0	5.0	16.0	2.0	1.3	195.10	130.07	5600	2100	0.333	15.0	0.0	4219	1	0.0	60	—	18.1	MC/DP	非排水
As2	-17.5	4.5	18.5	20.0	11.3	230.18	153.45	56000	21000	0.333	0.0	35.0	44753	0.5	10.0	35	—	53.8	MC/DP	連成
Dc	-26.0	8.5	18.0	25.0	12.0	284.60	189.73	70000	26250	0.333	50.0	0.0	36156	1	0.0	60	—	55.3	MC/DP	非排水

### 2. 6. 3. 解析結果

図 2. 6. 3-1 に解析結果の一例として、盛土幅 30m、盛土高 8m、盛土材が粘性土系の  $N$  値＝3、地表面加速度が 500gal のケースについて、液状化抵抗率 FL 値の分布図を示す。また、図 2. 6. 3-2 に、液状化残留変形解析の変形図を示す。

FL 値の分布をみると、盛土直下より法尻から地表面箇所の値が低くなっており、これは、拘束圧影響による液状化のしやすさを示している。なお、修正 PL 値を求める際に使用する FL 値は、地表面箇所の値である。変形図をみると、盛土中央から法尻方向にせん断変形（水平い変形）が起こり、それに伴って盛土天端が沈下する様子がみられる。

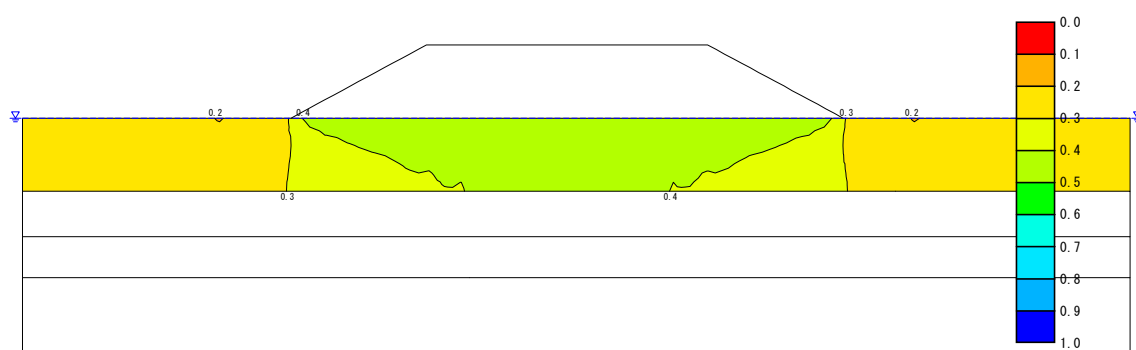


図 2. 6. 3-1 液状化抵抗率 FL 値の分布図（主要部拡大）

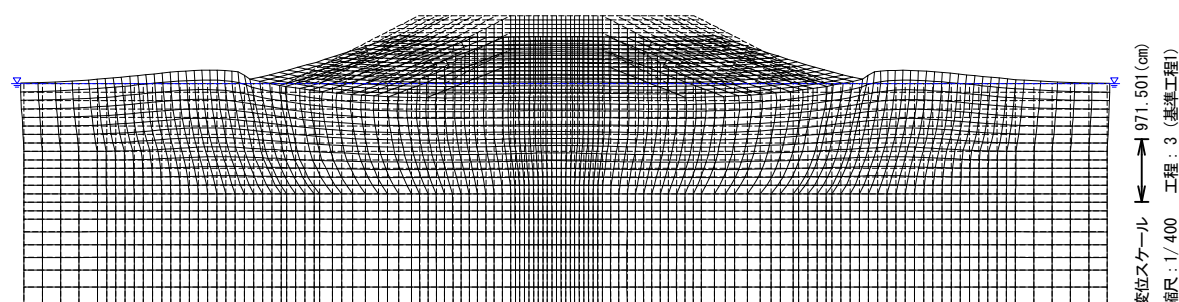


図 2.6.3-2 液状化残留変形解析の変形図(主要部拡大)

全ケースの解析結果を、図 2. 6. 3-3 に示す。ここでは、修正 PL 値 ( $FL \leq 0.4$ ) と沈下率  $\delta/H$ （盛土天端の最大沈下量  $\delta$ ，盛土天端幅  $H$ ）の関係について、事例分析の図 2. 5. 4-4 と同様に整理した。重力加速度を 300gal, 400gal, 500gal と変える解析により、修正 PL 値の違いが反映されている。凡例は、例えば B30H8 は盛土幅 30m と盛土高 8m の場合を示している。修正 PL 値の増加に伴い、沈下率が増加する傾向が見られた。

なお、図 2. 6. 3-3 には、盛土材 4 条件（砂質系の  $N$  値＝3 と 8，粘性土系の  $N$  値＝3 と 8）の結果を示している。図から読み取れない事項としては、 $N$  値が同じであれば、粘性土系の方が砂質土系より沈下率が大きくなり、 $N$  値 3 と  $N$  値 8 の結果では、当然ながら  $N$  値 3 の沈下率が大きかった。

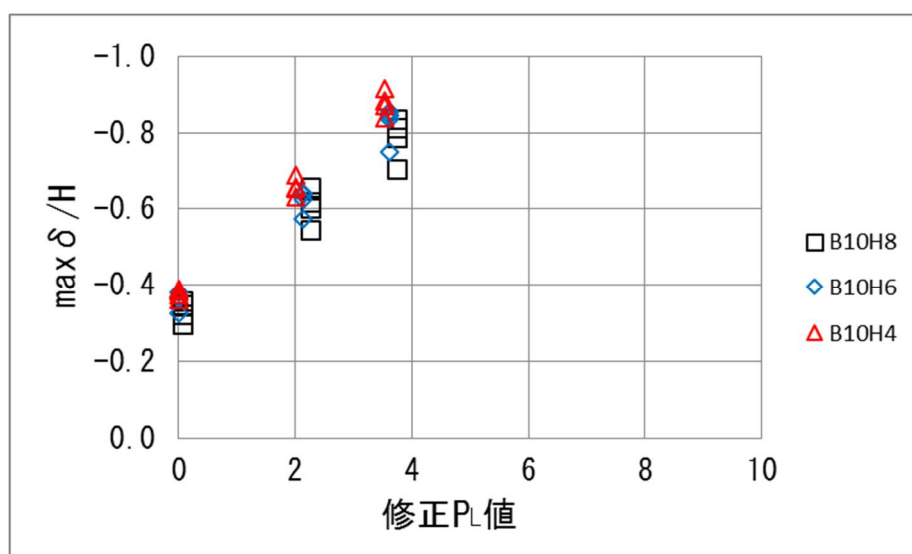
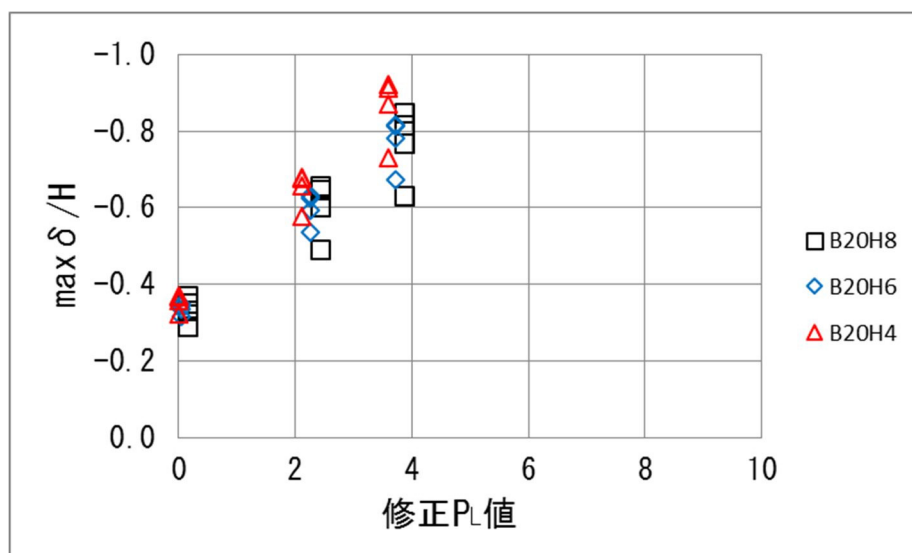
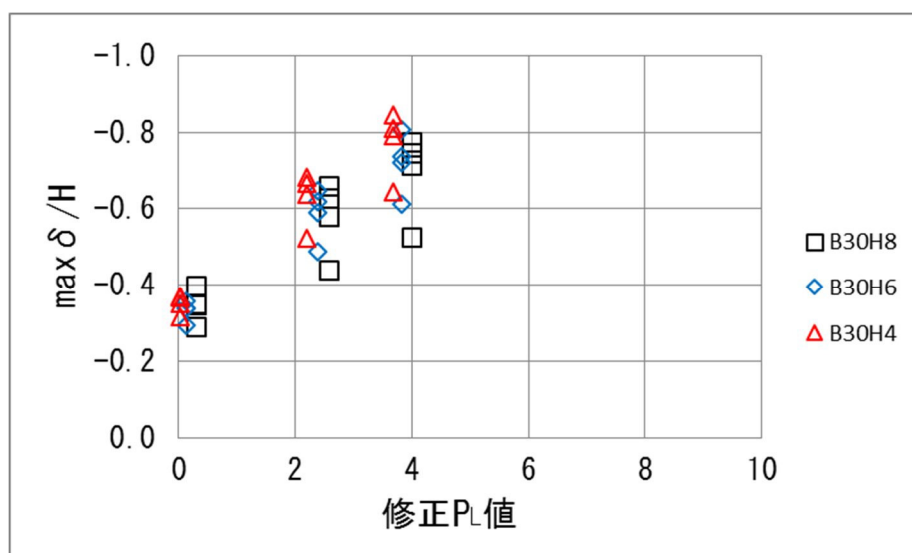


図 2. 6. 3-3 ALID 解析による修正 PL 値 ( $FL \leq 0.4$ ) と沈下率の関係

図 2.6.3-4 には、すべての解析結果をまとめ、修正 PL 値と沈下率の関係となる上限線、中間線、下限線を示した。上限線は沈下率 $=1.0 \times$ 修正 PL 値 $+0.40$ ，中間線は $0.76 \times$ 修正 PL 値 $+0.33$ ，下限線は $0.52 \times$ 修正 PL 値 $+0.26$ である。なお、被害事例により予測線は、平均線で $0.072 \times$ 修正 PL 値( $FL \leq 0.4$ ) $+0.039$ である。

図 2.5.4-4 に示した修正 PL 値と沈下率の関係と比較すると、修正 PL 値により沈下率の増加傾向は確認できるものの、解析値の方の沈下率は、被害事例と合致させた予測法に対し、安全側すぎる解析結果を示している。近年は、ALID 解析結果と被災事例結果を分析した報告例<sup>22)</sup>が発表されており、被害事例と比べて ALID 結果が過大すぎるとの問題が示されている。その後 ALID 解析の見直し<sup>23)</sup>が提案されており、今後 ALID 解析は見直し案で行うべきと考えている。

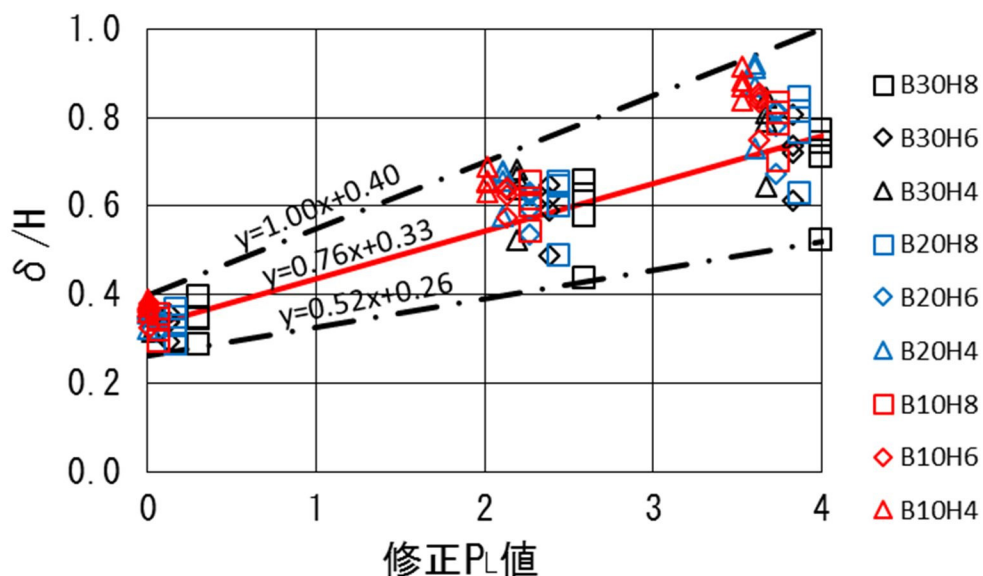


図 2.6.3-4 ALID 解析による修正 PL 値と沈下率の関係

## 2. 7. まとめ

以下に本章の内容をとりまとめる。

- ・過去の大規模地震時における盛土被害の実態を示すとともに、被害が起きやすい液状化箇所では、道路盛土の要求性能（＝許容沈下量）を踏まえた対策が必要であることを提案した。
- ・液状化による盛土の被害予測には、円弧すべり法（ $\Delta u$  法）や FEM 等の解析が使われるが、膨大な箇所には適さないため、修正 PL 値から沈下率（沈下量/盛土高）を求める簡易な予測法を提案した。
- ・予測法は、河川堤防盛土の液状化被災事例を使って多種多様な分析を行い、盛土体が液状化しない、かつ、液状化層均一（浅層に液状化層分布）の地盤条件であれば、修正 PL 値（深さ 10m までの  $FL < 0.4$  が対象）と沈下率（沈下量/盛土高）に関係性があることを示した。平均線：沈下率 $=0.072 \times$ 修正 PL 値( $FL \leq 0.4$ ) $+0.039$ ，安全線式：沈下率 $=0.099$

×修正 PL 値( $FL \leq 0.4$ ) + 0.080 である。

- ・予測法は、分析した事例データ数が限られているため、液状化被害データを蓄積し、修正 PL 値と沈下率との関係性の精度確認が必要である。また、盛土直下の浅層に粘性土層が分布する「液状化層不均一」の予測については課題がある。
- ・ALID によるパラメータスタディ解析を行ったところ、被害事例と合致させた予測法に対し、ALID 解析は安全側すぎる結果となっており、最近提案されている ALID の見直し法が妥当と考えられるとの意見を示した。

## 参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路土工軟弱地盤対策工指針，平成 24 年 8 月，p. 15
- 2) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 24 年 3 月，pp. 134-137
- 3) 社団法人日本道路協会：道路土工軟弱地盤対策工指針，平成 24 年 8 月，pp. 165-168
- 4) 社団法人日本道路協会：道路土工軟弱地盤対策工指針，平成 24 年 8 月，pp. 172-173
- 5) 社団法人日本道路協会：道路土工軟弱地盤対策工指針，平成 24 年 8 月，pp. 173-174
- 6) 岩崎敏男，龍岡文夫，常田賢一，安田進：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定方法と適用例，第 5 回日本地震工学シンポジウム講演集，1978 年，pp. 641-648
- 7) 国総研・土研 東日本大震災報告会（2011）：地震時の交通機構確保に配慮した道路構造物の技術基準，2011 年
- 8) 安部哲生，横田聖哉，金田和男，長尾和之：東北地方太平洋沖地震における高速道路の被害および復旧状況について，地盤工学ジャーナル Vol. 7, NO. 1, pp. 117-125
- 9) 日経コンストラクション：インフラ被害の全貌
- 10) 牛腸宏，橋本信二，椎木貴敏，宮武晃司，藤田浩，菊田勇平：東日本大震災による河川堤防の被災状況について，河川技術論文集，第 18 巻，2012 年 6 月
- 11) 株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング 関東地方整備局 下館河川事務所発注（2012）：H22 十和地先地質調査業務報告書
- 12) 財団法人 国土技術研究センター 関東地方整備局 河川部 河川計画課発注（2012）：平成 23 年度 地震災害等に係る河川堤防検討業務報告書
- 13) 社団法人日本道路協会：土工構造物技術基準，平成 29 年 3 月，p. 35 等
- 14) 中部地方幹線道路協議会 道路管理防災・震災対策検討分科会（2014）：「中部版くしの歯作戦」（平成 26 年 5 月改訂版）【道路啓開オペレーション計画】
- 15) 社団法人日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）平成 18 年度改定版，pp. 66-67
- 16) 国土技術政策総合研究所 研究代表者 常田賢一（2012）：道路政策の質の向上に資する技術研究（平成 24 年 10 月） No.17-4 道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する研究開発
- 17) 牛腸宏，橋本信二，椎木貴敏，宮武晃司，藤田浩，菊田勇平：東日本大震災による河川堤防の被災状況について，河川技術論文集，第 18 巻，2012 年 6 月，pp. 2-3
- 18) 国土交通省・独立行政法人土木研究所・港湾空港技術研究所の共同運営 土木研究所管理（2014）：国土地盤情報検索サイト KuniJiban



- 19) 立石亮・清田康行・島津多賀夫・依田憲彦：東北太平洋沖地震による小貝川堤防の被災，第8回地盤工学会関東支部発表会，pp. 39-44
- 20) 安田進・吉田望・安達健司・規矩大義・五瀬伸吾・増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No. 638/Ⅲ-49，1999，pp. 71-89
- 21) Ishihara, K. and Yoshimine, M. : Evaluation of settlements in sand deposits following Iiquefaction during earthquakes , Soils and Foundations , Vol. 32, NO. 1, PP. 173-188, 1992
- 22) 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 佐々木哲也 (2014/03/19) : 河川堤防の液状化対策の検証と高度化に向けた取り組み，pp. 23-25
- 23) (国研)土研研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：土木研究所資料 河川堤防の液状化対策の手引き，平成 28 年 3 月，pp. 12-13

## 第3章 砕石とジオシンセティックスを用いた盛土の液状化対策

### 3. 1. はじめに

#### 3. 1. 1. 研究の背景

従来の盛土の液状化対策工法は、ほとんどが対象地盤の液状化を生じさせないことを目的とした地盤改良工法であり、固化系の深層混合処理工法や締固めのサンドコンパクションパイル工法がある。これらの地盤改良工法は、施工性・環境面・事業コストに課題があるため、新しい発想の液状化対策工法が求められている。

一方、本研究の砕石内にジオシンセティックスを挟み込んだ工法<sup>1)</sup>（新工法と呼ぶ）は、盛土直下の表層に設置する簡易な対策であり、基礎地盤の液状化が生じて、その上に構築された盛土の変形を抑制することを求める新しい発想の工法である。本研究は、砕石とジオシンセティックスを用いた新工法による抑制効果を確認することを目的とし、実験や解析を行ったものである。

表 3.1-1 に示したのは液状化対策工比較表である。新工法は、他工法と比べて、基礎地盤の液状化を許容する必要はあるが、地元業者による工事が可能（施工性）、地下水影響が少ない（環境性）、コスト削減（経済性）の面にメリットがあると考えている。また、変形を許容するといった性能設計の概念を取り入れた新しい発想であるため、コスト最小で要求性能を満足する設計を目指すことが可能になると考えている。

表 3.1-1 液状化対策工比較表

比較案	砕石とジオシンセティックスを用いた工法(新工法)	固化系 深層混合処理工法	締固め サンドコンパクションパイル工法
概念図			
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・液状化を許容し変形を抑制</li> <li>・盛土基底部の全面に設置</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・固化で液状化を防止する工法</li> <li>・法尻部へ格子状に改良</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・砂杭造成で締め固める工法</li> <li>・法尻部または全面に造成</li> </ul>
施工性	・地元業者の工事が可能	・専門業者(重機)による工事	・専門業者(重機)による工事
地下水環境	・地下水の通水性を確保できる	・地下水の阻害が起こる	・締固め時の地下水濁りが懸念される
周辺環境	・施工時の周辺影響が少ない	・固化時の地盤汚濁対策が課題になる	・締固め時に周辺地の変形が発生する
コスト (目安)	設置面積当たり 砕石厚 2.0m: 8~10 千円/m <sup>2</sup>	改良 m3 当り: 7~10 千円/m <sup>3</sup> 改良径 φ1.0m, L=10m 1 本当り 55~80 千円/本(L=10m)	砂杭径 φ700 mm, L=10m 1 本当り 70~85 千円/本(L=10m)

### 3. 1. 2. 構造概要

新工法は、ジオシンセティックスを碎石層で挟み込む構造物を、盛土直下の基底部に設置するものである。地震時に基礎地盤の液状化が発生した際には、非液状化層の碎石層内は当然のこと、その周辺地盤の過剰間隙水圧の発生を抑制するとともに、ジオシンセティックスの引張補強機能により碎石層を維持する効果（碎石層の変形を抑制：碎石層の盤的な挙動）が期待される。碎石層自体は引張変形に対して抵抗ができないが、ジオシンセティックスにより引張抵抗を補強することを期待している。

従来の液状化対策工法と異なり、基礎地盤の液状化発生そのものを抑制することを目的としないで、盛土の変形を抑制することにより、盛土の修復性(性能2)を確保する事を目的とする工法である。施工方法が簡単であるとともに、従来の固化系の液状化対策工等と比較して大幅に低コストとなり、環境にやさしい工法である。

図 3.1-1 に概要図を示す。また、新工法の概要を箇条書きで示す。

- (1) 主旨：地震時に液状化が懸念される基礎地盤を有する現場<sup>※1</sup>において、盛土の基底部に設置することにより盛土の変形を抑制
- (2) 構造：ジオシンセティックスを碎石層で挟み込んだ構造
- (3) 効果：①碎石層内及びその周辺液状化地盤の過剰間隙水圧の発生を抑制  
②ジオシンセティックスで補強した碎石層により、盛土の不等沈下や側方変形を抑制
- (4) 特徴：①従来の液状化対策工法と異なり、特にレベル 2 地震時に修復性(性能2)を確保する事を目的としており、性能設計<sup>※2</sup>に適用した工法  
②施工方法は簡便で、従来の固化系の液状化対策工等と比較して大幅な低コストで事業ができる  
③基礎地盤を改良する工法と比較して、環境にやさしい工法

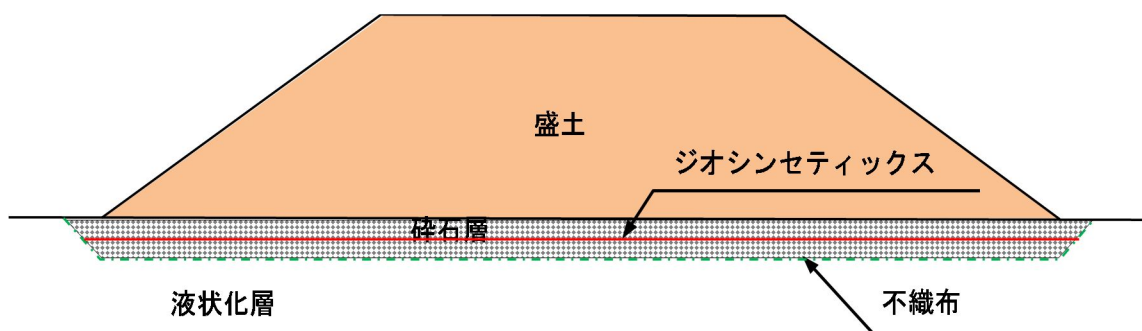
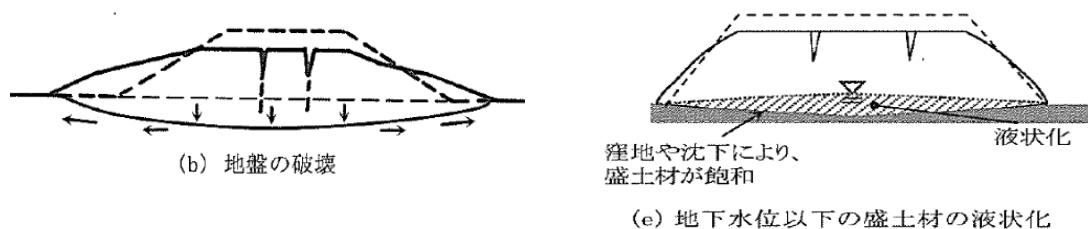


図 3.1-1 碎石とジオシンセティックスを用いた工法の概要図

## ※1 液状化被害

以下は、飽和した緩い砂質土地盤や地下水以下の盛土において、液状化により盛土天端の沈下等の変状が発生する状態を示している。液状化により盛土は、外側に広がる（引っ張られる）変形を示し、その結果天端が大きく沈下しクラックが発生する。



「道路土工 軟弱地盤対策工指針(平成 24 年度版)」から引用

## ※2 性能設計

今までの土工構造物は仕様設計が主であり、土を剛塑性体と仮定した安定計算による安全率をもって、土工構造物が破壊する・破壊しないといった判断がされていた。しかしながら、仕様設計では特にレベル2地震動において過剰すぎるとの問題があり、性能設計の概念が浸透してきた。なお、性能設計では、変形照査設計法により重要度や地震動に応じた要求性能※3を確保する対策が求められる。

## ※3 要求性能

「道路土工構造物技術基準／平成 27 年 3 月：国土交通省ホームページ」によると、安全性・使用性・修復性から、3 段階の要求性能が明確化されている。要求性能は、土工構造物の重要度に応じ、道路土工構造物に連続又は隣接する構造物等との要求性能と整合させる必要がある。例えば、隣接する橋梁等の重要構造物と同等の要求性能が求められるようになってきた。以下は要求性能の設定例である。

- ・重要度 1 の土工構造物は、レベル 2 地震動において性能 2 が必要
- ・性能 2：道路土工構造物の損傷が限定的なものにとどまり、当該道路土工構造物の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、すみやかに回復できる性能

解表 4-1 軟弱地盤上の土工構造物の要求性能の例（盛土の例）

重要度		重要度 1	重要度 2
想定する作用			
常時の作用		性能 1	性能 1
降雨の作用		性能 1	性能 1
地震動の作用	レベル 1 地震動	性能 1	性能 2
	レベル 2 地震動	性能 2	性能 3

「道路土工 軟弱地盤対策工指針(平成 24 年度版)」から引用

### 3. 2. 新工法の研究目的と確認方法

本研究で実施した目的と確認方法を表 3. 2-1 に示す.

表 3. 2-1 研究目的と確認方法

新工法の研究目的	確認方法
(1) 液状化時の盛土の変形抑制効果の確認  ◆実験による検証 ・盛土天端の沈下量の抑制 ・盛土のり尻の水平変位量の抑制	1) 遠心载荷装置を用いた液状化模型実験 ①その 1:新工法とジオシンセティックス単独対策との比較 a) 実験条件 <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 50G 下 (模型スケールは 1/50)</li> <li>・ 盛土高: 4m, 天端幅: 8m, 法勾配: 1:1.5</li> <li>・ 碎石層厚: 2m</li> <li>・ 軟弱地盤層厚: 11m(地下水位 GL-1m)</li> <li>・ 液状化層: 層厚 10m、7 号硅砂 <math>Dr=50\%</math></li> <li>・ 加振: 300gal 強の正弦波を 50 波载荷</li> <li>・ 実験ケース Case1: 無対策 Case2: 盛土底部にジオシンセティックス Case3: 新工法 (碎石挟み込みジオシンセティックス)</li> <li>・ 計測項目 盛土天端鉛直変位(中央、法肩), 法尻水平変位 変位測定用標点(マップピン又はビーズ) ジオシンセティックスの歪</li> </ul> b) 確認項目 <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 盛土天端沈下量(中央、法肩)</li> <li>・ 法尻水平変位量</li> <li>・ 地盤内変形図、ジオシンセティックス歪量</li> </ul> ②その 2: 新工法と碎石単独対策との比較 a) 実験条件 <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 50G 下 (模型スケールは 1/50)</li> <li>・ 盛土高: 2m, 天端幅: 4m, 法勾配: 1:1.5</li> <li>・ 碎石層厚: 1m</li> <li>・ 軟弱地盤層厚: 11m(地下水位 GL-0.5m)</li> <li>・ 液状化層: 層厚 10.5m, 豊浦標準砂 <math>Dr=50\%</math></li> <li>・ 加振: 2011. 3. 11 の K-Net 水戸観測地震波</li> <li>・ 実験ケース Case4: 無対策 Case5: 盛土底部に碎石のみ Case6: 新工法 (碎石挟み込みジオシンセティックス)</li> </ul>

	<ul style="list-style-type: none"> <li>計測項目</li> <li>盛土天端鉛直変位(中央、法肩)</li> <li>法尻水平変位</li> <li>変位測定用標点(写真撮影)</li> <li>ジオシンセティックスの歪</li> </ul> <p>b) 確認項目</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>盛土天端沈下量(中央、法肩)</li> <li>法尻水平変位量</li> <li>地盤内変形図, ジオシンセティックス歪量</li> </ul>
◆解析による検証	<p>2) 実験再現: 動的有効応力 FEM(LIQCA) を用いた数値シミュレーション</p> <p>① 遠心模型実験(その 1)の数値シミュレーション</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>盛土形状, 地盤条件及び入力波等は, 遠心模型実験(その 1)と同様</li> <li>実験の再現解析を行い, 抑制効果が再現できるかを確認する</li> </ul> <p>【確認項目】</p> <p>盛土天端沈下量・沈下量比(中央、法肩)</p> <p>法尻水平変位量・拡幅比</p> <p>ジオシンセティックス歪量</p> <p>② 遠心模型実験(その 2)の数値シミュレーション</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>盛土形状, 地盤条件及び入力波等は, 遠心模型実験(その 2)と同様</li> <li>実験の再現解析を行い, 抑制効果が再現できるかを確認する</li> </ul> <p>【確認項目】</p> <p>盛土天端沈下量・沈下量比(中央、法肩)</p> <p>法尻水平変位量・拡幅比</p> <p>ジオシンセティックス歪量</p> <p>3) 新工法の適用性検討 (LIQCA を用いたパラメータスタディ)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>液状化解析条件 (その 2) を使い, ①～⑤項目のパラメータスタディ解析を実施し, 新工法の適用性を検討</li> </ul> <p>① 盛土高さによる影響</p> <p>a) 解析条件</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>盛土高: <math>H=2\text{m}, 4\text{m}, 6\text{m}, 8\text{m}, 10\text{m}</math></li> <li>天端幅: <math>12\text{m}</math>, 法勾配: <math>1:1.5</math></li> <li>碎石層厚: <math>2\text{m}</math></li> <li>軟弱地盤層厚: <math>11\text{m}</math> (地下水位 <math>\text{GL}-1\text{m}</math>)</li> <li>液状化層: 層厚 <math>10\text{m}</math></li> </ul>



	<p>・地震波 (LIQCA) : 道路橋示方書神戸波, Type2-2-3 (Max 550gal)</p> <p>② 液状化層厚による影響</p> <p>a) 解析条件</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・盛土高 : H=2m, 4m, 6m, 8m, 10m</li> <li>・天端幅 : 12m, 法勾配 : 1:1.5</li> <li>・碎石層厚 : 2m</li> <li>・軟弱地盤層厚 : 6m (地下水位 GL-1m)</li> <li>・液状化層 : 層厚 5m</li> </ul> <p>・地震波 (LIQCA) : 道路橋示方書神戸波, Type2-2-3 (Max 550gal)</p> <p>③ 地盤条件による影響</p> <p><u>その 1) 表層 3m が粘性土の場合</u></p> <p>a) 解析条件</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・盛土高 : H=2m, 4m, 6m, 8m, 10m</li> <li>・天端幅 : 12m, 法勾配 : 1:1.5</li> <li>・碎石層厚 : 2m</li> <li>・軟弱地盤層厚 : 10m (地下水位 GL-1m)</li> <li>・液状化層 : 層厚 7m</li> </ul> <p>・地震波 (LIQCA) : 道路橋示方書神戸波, Type2-2-3 (Max 550gal)</p> <p><u>その 2) 中間に粘性土層が 3m 介在する場合</u></p> <p>a) 解析条件</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・盛土高 : H=2m, 4m, 6m, 8m, 10m</li> <li>・天端幅 : 12m, 法勾配 : 1:1.5</li> <li>・碎石層厚 : 2m</li> <li>・軟弱地盤層厚 : 11m (地下水位 GL-1m)</li> <li>・液状化層 : 上部層厚 4m、下部層厚 3m</li> </ul> <p>・地震波 (LIQCA) : 道路橋示方書神戸波, Type2-2-3 (Max 550gal)</p> <p>④ 碎石層厚の影響</p> <p>a) 解析条件</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・LIQCA (その 2) の数値シミュレーションと同様条件, 碎石層厚を 1m→0.5m に変更して変形抑制効果を確認</li> </ul> <p>⑤ 碎石層の透水係数による影響</p> <p>a) 解析条件</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・LIQCA (その 2) の数値シミュレーションと同様条件, 碎石層の透水係数等を種々変更し, 変形抑制効果を確認</li> </ul>
--	--

	<p>確認項目（①～⑤共通）</p> <p>盛土天端沈下量・沈下量比（盛土の中央と法肩）</p> <p>法尻水平変位量・拡幅比</p>
<p>(2) 砕石層の周辺液状化地盤の過剰間隙水圧消散の確認</p> <p>◆実験による検証</p>	<p>1) 遠心载荷装置を用いた液状化模型実験</p> <p>①その 1: 本工法とジオシンセティックス単独対策との比較)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 実験条件及び実験ケースは(1)と同様</li> <li>・ 計測項目 間隙水圧(液状化層及び砕石層)</li> </ul> <p>②その 2: 本工法と砕石単独対策との比較</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 実験条件及び実験ケースは(1)と同様</li> <li>・ 計測項目 間隙水圧(液状化層及び砕石層)</li> </ul> <p>確認項目（①と②共通）</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 過剰間隙水圧比経時変化</li> <li>・ 過剰間隙水圧比分布</li> </ul>
◆解析による検証	<p>2) 動的有効応力 FEM(LIQCA) を用いた数値シミュレーション</p> <p>①遠心模型実験(その 1)の数値シミュレーション</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 解析条件は(1)2) ①と同様</li> </ul> <p>②遠心模型実験(その 2)の数値シミュレーション</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 解析条件は(1)2) ②と同様</li> </ul> <p>確認項目（①と②共通）</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 過剰間隙水圧比経時変化</li> <li>・ 過剰間隙水圧比分布</li> </ul>
<p>(3) 静的 FEM (ALID) 解析の検証</p>	<p>ALID によるパラメータスタディ</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 通常の設計で使用する静的 FEM(ALID)を行い, LIQCA の解析結果と比較し, ALID 解析結果の適正を確認</li> <li>・ 盛土高さごとのパラメータスタディ解析</li> </ul> <p>【解析条件】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 盛土条件及び地盤条件等は 3)①と同様</li> <li>・ 水平震度: <math>kh=0.6</math> (神戸波相当の静的震度)</li> </ul> <p>確認項目（共通）</p> <p>盛土天端沈下量・沈下量比（盛土の中央と法肩）</p> <p>法尻水平変位量・拡幅比</p>
(4) 施工事例	<p>盛土変形抑制対策として新工法が採用された事例を紹介</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 事例箇所, 採用に至った経緯, 解析結果, 施工写真等を紹介</li> </ul>

### 3. 3. 液状化時の盛土の変形抑制

遠心载荷装置を用いた液状化模型実験の結果および動的有効応力 FEM を用いた数値解析の結果から、レベル 2 地震動相当の液状化に対して、新工法は、無対策に比べ盛土の天端沈下量および法尻水平変位量を抑制できることを確認した。

なお、過剰間隙水圧は後述（3.4 参照）に示す。

#### 3. 3. 1. 遠心载荷装置を用いた液状化模型実験（その 1） （新工法とジオシンセティックス単独対策との比較）

##### （1）概要

盛土直下に碎石でジオシンセティックスを挟み込む新工法において、液状化時の変形抑制効果を確認するために、遠心模型実験を実施した。ここでは、無対策との比較に加えて、ジオシンセティックス単独対策との比較も実施した。入力波は、液状化実験で一般的な正弦波（最大加速度 300gal）とした。

図 3. 3. 1-1 に遠心模型実験概要図（新工法）を示す。盛土条件は、盛土高 4m、盛土天端幅 8m、のり面勾配 1:1.5 である。地盤条件は、基礎地盤層厚 11m（地下水位 GL-1m）、液状化層厚 10m とし、基礎地盤下部には厚さ 2.5m の基盤層を配置した。碎石層の厚さは 2.0m とし、ジオシンセティックスモデル材を碎石厚さ方向の中央に 1 枚敷設した。

本その 1 実験は、無対策 (Case1)、盛土直下にジオシンセティックスを配置 (ジオテキのみ (Case2))、新工法 (Case3)) の 3 ケースを実施した。その結果、新工法 (Case3) は、液状化時の盛土沈下量が無対策時の 69% に抑制された。

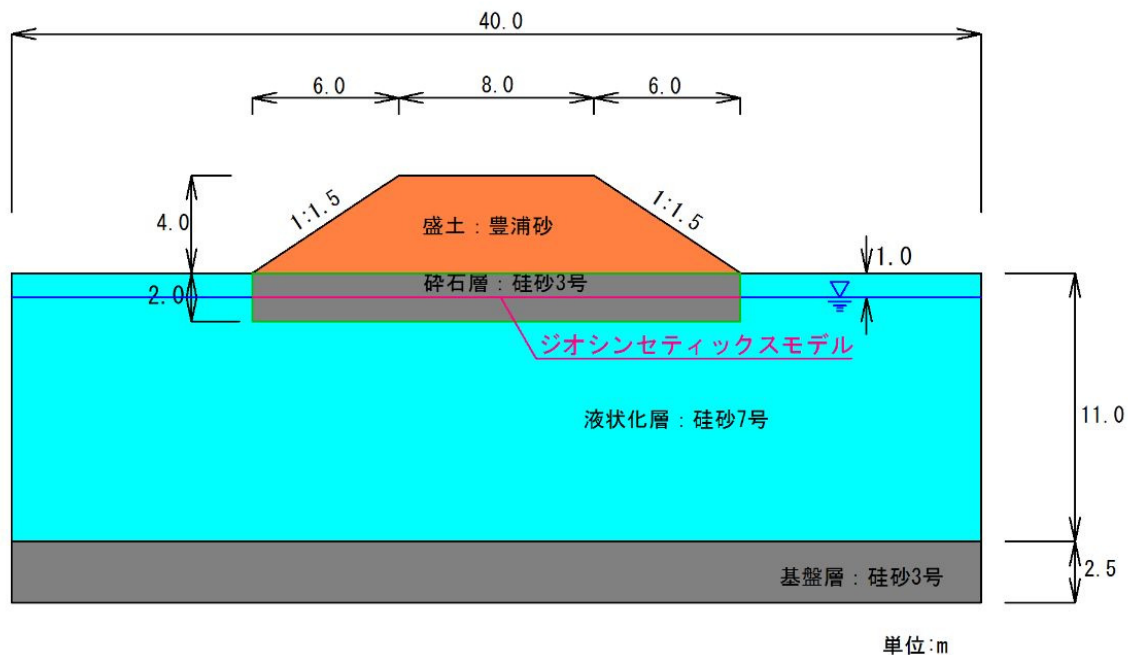


図 3. 3. 1-1 遠心模型実験概要図（新工法）

## (2) 実験条件

### 1) 遠心载荷装置

図 3.3.1-2 と表 3.3.1-1 に使用した遠心载荷装置の諸元を示す。遠心模型実験は遠心場  $\lambda=50G$  で実施し、実験模型スケールは相似率に従い実大の  $1/50$  とした。表 3.3.1-2 に遠心模型実験の相似率を示す。

表3.3.1-1 遠心载荷装置の主要諸元

項 目	仕 様
回転駆動方式	油圧モーターによる回転サーボ方式
有効回転半径	3.05m ( 振動台使用时 )
最大遠心加速度	50G (振動台使用时)
振動台寸法	950mm×650mm
最大積載質量	300kg (遠心加速度50g 下)
最大加振加速度	15G
加振周波数	30～350Hz
振動加振方式	電磁式
加振波形	正弦波

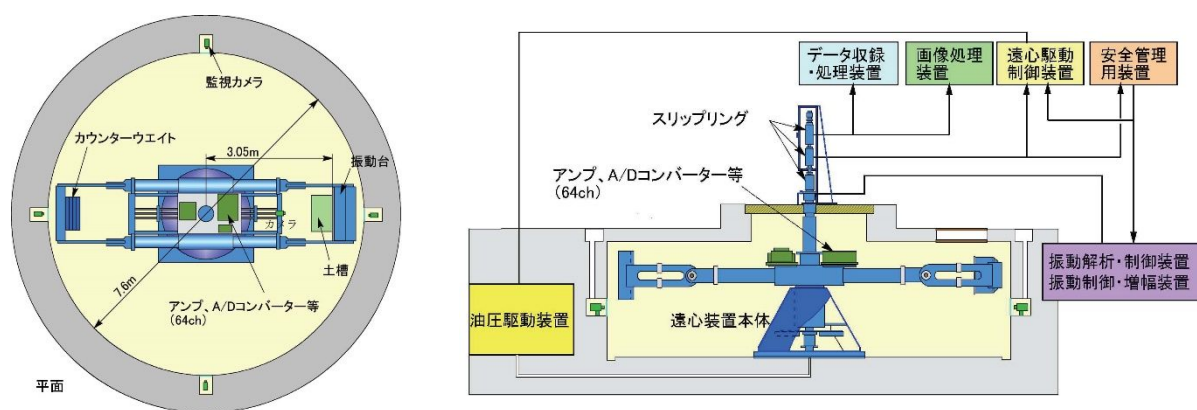


図 3.3.1-2 遠心载荷装置模式図

表3.3.1-2 遠心模型実験の相似率 (遠心加速度  $\lambda G$  の場合)

長さ	加速度	密度	力	応力	ひずみ	変位	剛性	周波数	時間	時間 (透水)
$1/\lambda$	$\lambda$	1	$1/\lambda^2$	1	1	$1/\lambda$	1	$\lambda$	$1/\lambda$	$1/\lambda^2$

## 2) 実験材料

表3.3.1-3に、使用した地盤材料を示す。使用材料は、盛土層が豊浦砂、液状化層が珪砂7号、碎石および基盤層は珪砂3号である。これら地盤材料及びジオシンセティックス材料について以下に示す。

- ・盛土は変形が出やすくなるように緩詰めとし、相対密度80%となるよう空中落下法で作成した。豊浦砂の物理定数は室内試験により確認した値である。
- ・液状化層は、相対密度50%の緩詰め状態になるように空中落下法で作成した。液状化層の土質定数は室内試験により確認した値である。ここで、液状化層の透水性は、透水係数 (m/s) の時間に関係する相似則に従い1/50になるように、50倍の粘性のあるシリコンオイルで飽和させた。
- ・碎石層は十分締固めた状態にするため、相対密度100%になるように珪砂3号を空中落下法により作成した。珪砂3号の物理定数は室内試験により確認した値である。
- ・ジオシンセティックスモデルは、実物材料の引張剛性 $E_t = 3000 \text{ kN/m}$ に合うように設定することとした。ここここで、引張剛性 $E_t$ とは、厚み $t$ のジオシンセティックス材料が奥行き単位 $m$ 当りで有する剛性（引張強度とひずみとの割線勾配）である。剛性 $E$ の相似則は1であるが、厚み $t$ は長さの相似則1/50にする必要があるため、引張剛性 $E_t$ は1/50を目標値とし、 $E_t = 60 \text{ kN/m}$ を有する農業用シート（ダイヤテックス製：BK-85）を使用した。

表3.3.1-3 使用した地盤材料

	盛土	液状化層	碎石・基盤層 (非液状化層)
使用材料	豊浦砂	珪砂7号	珪砂3号
平均粒径 $D_{50}(\text{mm})$	0.198	0.147	2.175
土粒子比重 $G_s$	2.645	2.635	2.632
最大間隙比	0.970	1.101	0.977
最小間隙比	0.618	0.657	0.653
使用相対密度	80%	50%	100%
内部摩擦角( $^\circ$ )	—	37.6	—
粘着力( $\text{kN/m}^2$ )	—	3.1	—
透水係数( $\text{m/sec}$ )		$(2.57 \times 10^{-4})$	$(7 \times 10^{-3})$

※) ここではジオシンセティックスモデルは、実物材の $E_t = 3000 \text{ kN/m}$ の1/50となる $E_t = 60 \text{ kN/m}$ を有する農業用シート（ダイヤテックス製：BK-85）を使用

### 3) 実験ケース

表 3.3.1-4 に, 実験ケースの概要を示す. 実験は, Case1 が無対策の盛土 (無対策), Case2 が盛土底面にジオシンセティックスを敷設した盛土 (ジオテキのみ), Case3 が盛土直下に碎石でジオシンセティックスを挟み込む工法 (新工法) の 3 ケースを実施した.

表 3.3.1-4 実験ケースの概要

Case	対策	模式図 (単位:m) (赤線 : ジオシンセティックス敷設位置)
1	無対策	
2	盛土底部ジオシンセティックスのみの対策 【ジオテキのみ】	
3	碎石でジオシンセティックスを挟込む対策 【新工法】	<p style="text-align: right;">単位 : m</p>



#### 4) 計測項目

図 3.3.1-4 に、新工法 (Case3) の計測器配置図を示す。計測器の配置は、他の 2 つのケースも同様である。

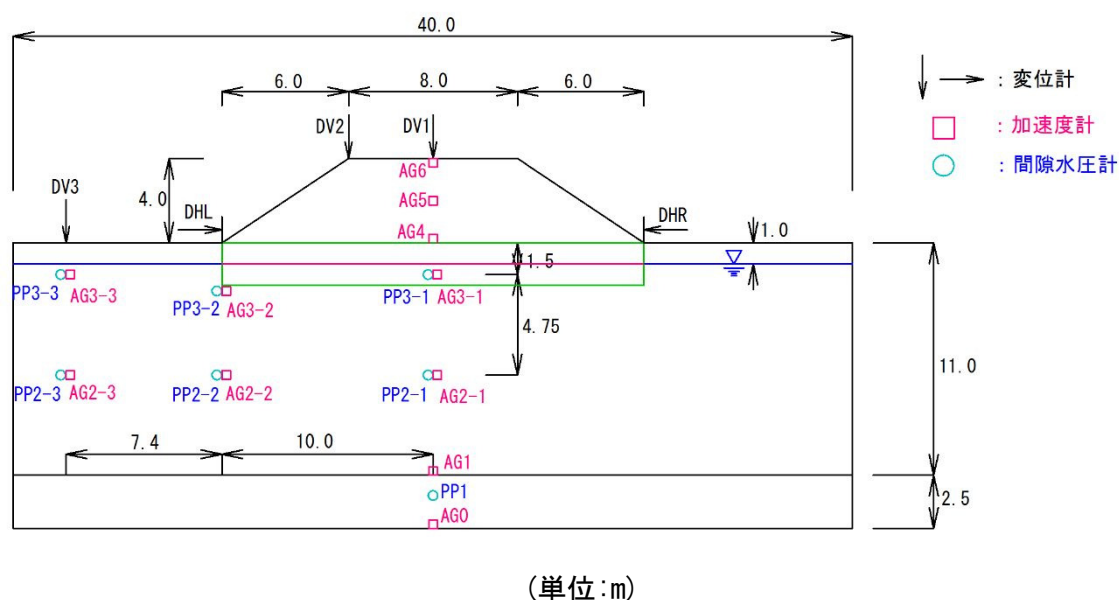


図 3.3.1-4 新工法 (Case3) 測器配置図

表 3.3.1-5 に計測項目一覧を示す。地盤内には、加振による入力加速度及び地中加速度を計測するため、加速度計を設置した。また、液状化時の間隙水圧の変化を計測するために間隙水圧計を配置した。ここでの液状化地盤内の計測は、盛土の影響を考慮し、盛土中央、法肩部、盛土範囲外の 3 断面の 2 深度で、応答加速度と間隙水圧を計測した。盛土天端及び周辺地盤の鉛直変位ならびに盛土法尻の水平変位を計測するために、変位計を設置した。なお、加振後の盛土、地表面、地盤内の変位を観察するために、盛土の端部、地表面、地盤内に変位計測用の標点マーカーを設置した。

表3.3.1-5 計測項目一覧

項目	計測対象	個 数
加速度計	入力加速度	1
	地中加速度	10
間隙水圧計	地中間隙水圧	7
歪みゲージ	ジオシンセティクス	3 断面 (表裏) × 2 種類
変位計	盛土天端 鉛直変位	2 (中央、法肩)
	側方地盤表面鉛直変位	1
	法尻水平変位	2 (左右)
標点マーカー	盛土及び地表面変位 地盤内変位	盛土及び地表面変位用58点 地中変位用25点 (Case2, 3)

ここで、ジオシンセティックスは盛土下部全面敷設としており、液状化変形時のジオシンセティックスに作用するひずみを測定するために、図 3.3.1-5 に示す位置にひずみゲージを設置した。ここでのひずみゲージは、ジオシンセティックスに発生するひずみレベルが大きくなることが考えられたので、大ひずみ領域まで計測できる大ひずみゲージと通常のプラスチックゲージの 2 種類のひずみゲージを使用した。設置位置は、1：法面中央下(法尻から 3m 位置)、2：盛土中央下、3：盛土法肩下である。

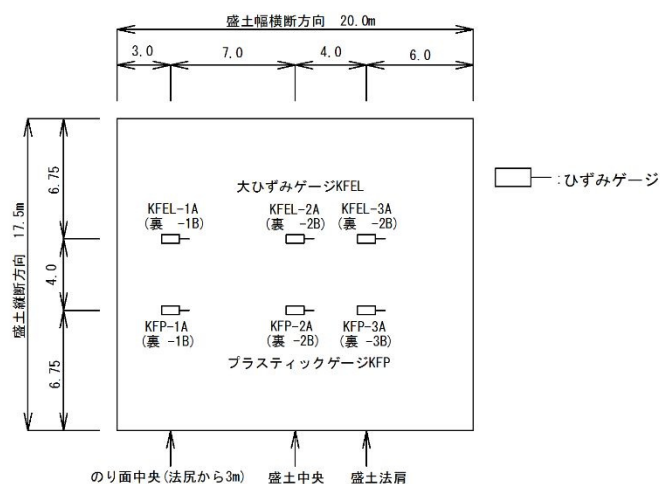


図 3.3.1-5 ジオシンセティックスのひずみゲージ設置位置平面図

## 5) 入力加速度

図 3.3.1-6 に、今回実験で用いた入力波の加速度波形を示す。入力波は、最大 300gal、周波数 1.2Hz の正弦波を 50 波である。主波の前後には、漸増 10 波、漸減 10 波(周波数 1.2Hz)を加えている。

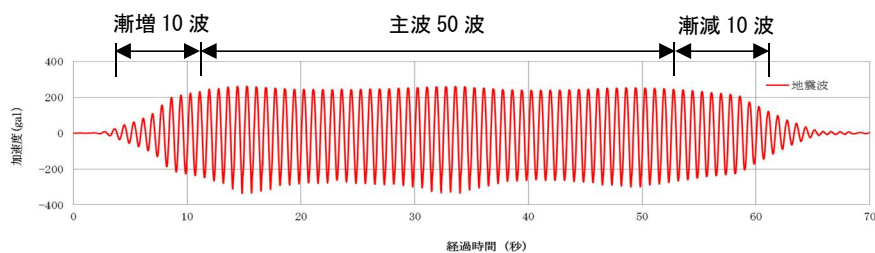


図 3.3.1-6 入力加速度

本実験の入力波は、レベル 2 地震動を目標としている。既往の文献<sup>2)</sup>を参考に、今回の入力地震動の大きさを加速度パワーIEで評価し、入力波の妥当性を確認した。

加速度パワーは、次式で評価される。

$$IE = \int_0^t a(t)^2 dt$$

ここで、IE は加速度パワー ( $\text{cm}^2/\text{sec}^3$ )、 $t$  は地震動の継続時間 (sec)、 $a$  は入力加速度 ( $\text{cm}/\text{sec}^2$ ) である。

加速度パワーは、漸増 10 波、主波 50 波、漸減 10 波を含めて評価した。その結果、今回の実験で用いた入力波の地表面加速度パワーは  $IE = 1.1 \times 10^6 (\text{cm}^2/\text{sec}^3)$  となった。レベル 2 地震動の兵庫県南部地震 (神戸海洋気象台記録) の波形を加速度パワーで評価すると、 $IE = 5.5 \times 10^5 (\text{cm}^2/\text{sec}^3)$  となった。本実験の入力波は、レベル 2 地震動の 2 倍程度の加速度パワーを有することを確認した。

### (3) 実験結果

#### 1) 盛土の変形

##### ① 変形概要

実験結果の概要を表 3.3.1-6 に示す。ここでの変形は、液状化後の最終変形と神戸波と同等の加速度パワーとなる加振約 30 秒時の変形を示した。

液状化後の最終変形は、無対策 (Case1) の時に盛土天端中央及び法肩沈下量が 1m を超え (1.13m, 1.12m)、法尻水平変位量は 0.5m である。それに対し新工法 (Case3) は、盛土天端中央沈下量が 0.80m で、無対策 (Case1) の 69% となった。法肩沈下量は 0.75m で、無対策 (Case1) の 67% となった。また、法尻の水平変位量が 0.15m で 30% になった。以上の結果から、新工法は無対策に比べて、盛土の変形抑制効果が確認された。

ジオテキのみ (Case3) の測定は、加振 37 秒時点までであった。神戸地震波の加速度パワーに相当する加振 33 秒時点で見ると、新工法 (Case3) はジオテキのみ (Case2) と比べて、10% 以上の変形抑制効果が確認された。

##### ① 変形の経時変化

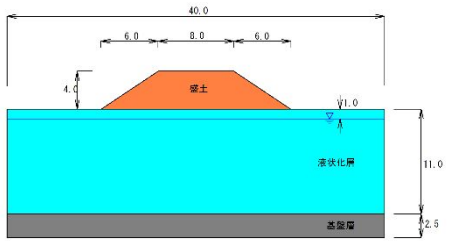
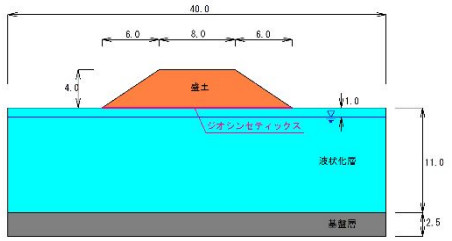
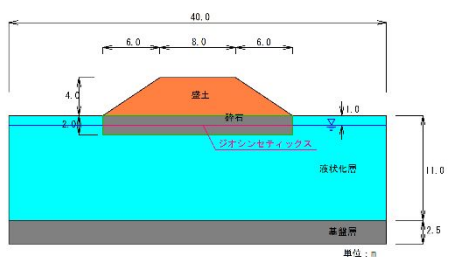
図 3.3.1-7 に、盛土天端中央の沈下量の経時変化を示す。ここで、ジオテキのみ (Case2) は経過時間 35 秒以降で変位計データにノイズが入り測定不能となったため、データが取得できなかった。各 Case とも 6 秒 (漸増 3 波) 付近から沈下が始まり、13 秒 (主波 2 波) まで沈下が急増している。13 秒以降は、無対策 (Case1) が 36 秒程度まで一定勾配 ( $0.03\text{m}/\text{sec}$ ) で増加しているに対し、対策工 Case2, Case3 の増加勾配は小さくなっており、沈下抑制効果が明らかである。ここで、新工法 (Case3) の沈下増加勾配は  $0.01\text{m}/\text{sec}$  で、ジオテキのみ (Case2) の  $0.02\text{m}/\text{sec}$  より緩やかである。なお、60 秒 (漸減 8 波) 以降は、無対策 (Case1) 及び新工法 (Case3) の沈下は収束に向かう。

図 3.3.1-8 に、法肩沈下量の経時変化を示す。6 秒 (漸増 3 波) 付近から沈下が増加し、加振後 11 秒 (漸増 9 波) は無対策 (Case1) 及びジオテキのみ (Case2) が 0.20m であるのに対し、新工法 (Case3) は 0.14m であり抑制効果が確認された。盛土天端中央の沈下量の経時変化と異なり、加振初期から沈下量が抑制されている。加振後 11 秒以降 35 秒 (主波 27 波) 程度まで、無対策 (Case1) は  $0.03\text{m}/\text{sec}$  の勾配で沈下が進むのに対し、ジオテキのみ (Case2) は  $0.02\text{m}/\text{sec}$ 、新工法 (Case3) の 11 秒～17 秒は  $0.02\text{m}/\text{sec}$  と少ない。さらに新工法は、17 秒

～35 秒になると 0.01m/sec と沈下勾配が緩やかになっている。35 秒以降の沈下の傾向は、無対策 (Case1) と新工法 (Case3) は一定勾配で沈下しているのに対し、ジオテキのみ (Case2) は 45 秒 (主波 40 波) 以降で沈下勾配が若干大きくなっている。法肩では、盛土天端中央と比べ、ジオテキのみ (Case2) の変形抑制が低くなっているが、新工法 (Case3) の変形抑制効果は同等であった。

以上より、ジオテキのみ (Case2) より新工法 (Case3) の方が、法肩から盛土天端中央まで均一な変形抑制効果が確認された。

表 3.3.1-6 実験結果の概要

【Case】 対策	模式図 (赤破線：ジオシンセティック敷設位置)	最終変形			加振 33 秒 <sup>1)</sup>
		盛土天端 中央沈下	法肩沈下	法尻水平 変位 <sup>2)</sup>	盛土天端中 央沈下
【1】 (無対策)		1.13m (100%)	1.12 m (100%)	0.5 m (100%)	0.78m (100%)
【2】 盛土底部ジオシン セティックスの みの対策 (ジオテキのみ)		— <sup>3)</sup>	0.98m (88%)	0.05 m (10%)	0.53m (68%)
【3】 砕石でジオシン セティックスを 挟み込む対策 (新工法)		0.80m (69%)	0.75m (67%)	0.15m (30%)	0.44m (56%)

ここで、( )内は無対策を 100%とした場合の割合を示す。

1)加振 33 秒とは、レベル 2 地震動神戸地震波の加速度パワー相当を示す。

- 2)法尻水平変位は、加振終了後の定常状態に重力場で測定した結果を示す。
- 3)加振中に変位計データにノイズが入ったため、盛土天端中央沈下量は37秒以降に測定不能となった。

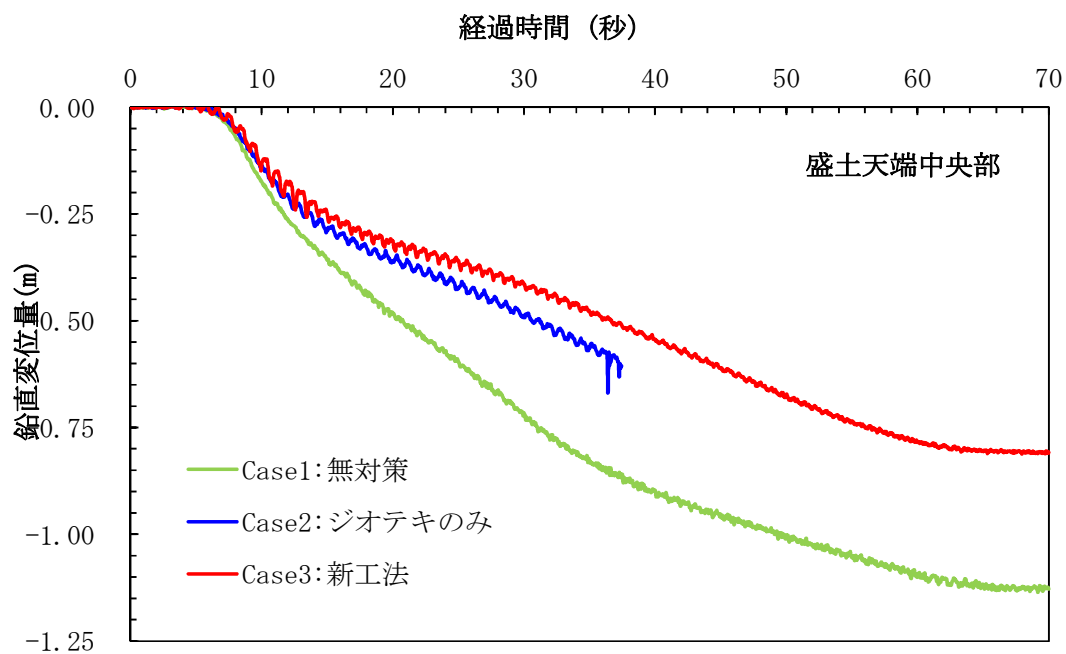


図 3.3.1-7 盛土天端中央沈下量の経時変化

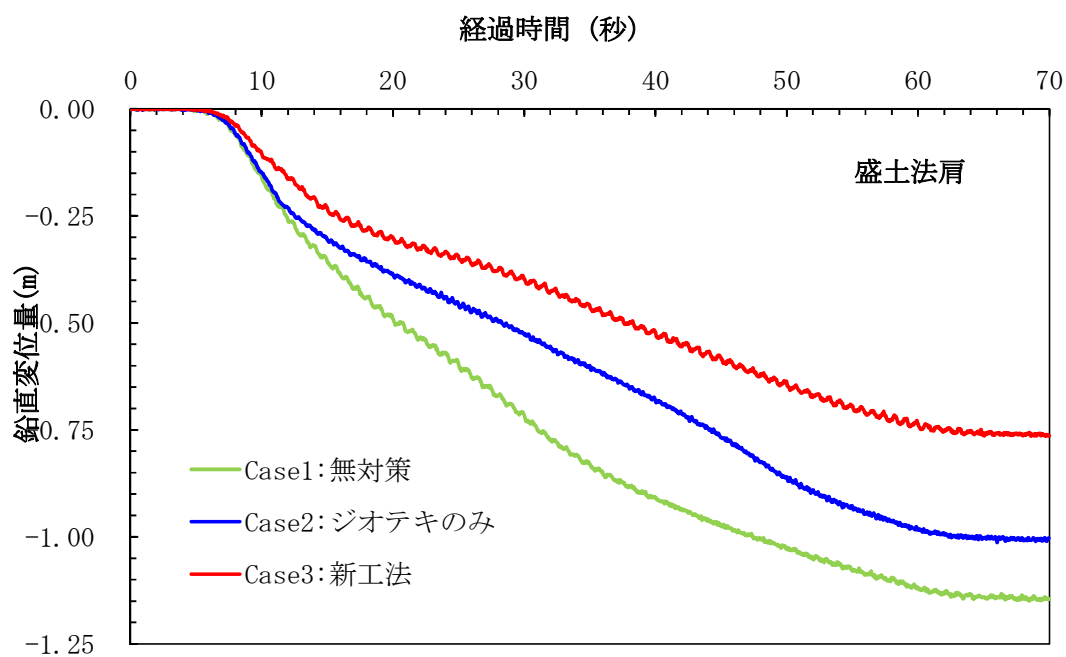


図 3.3.1-8 法肩沈下量の経時変化

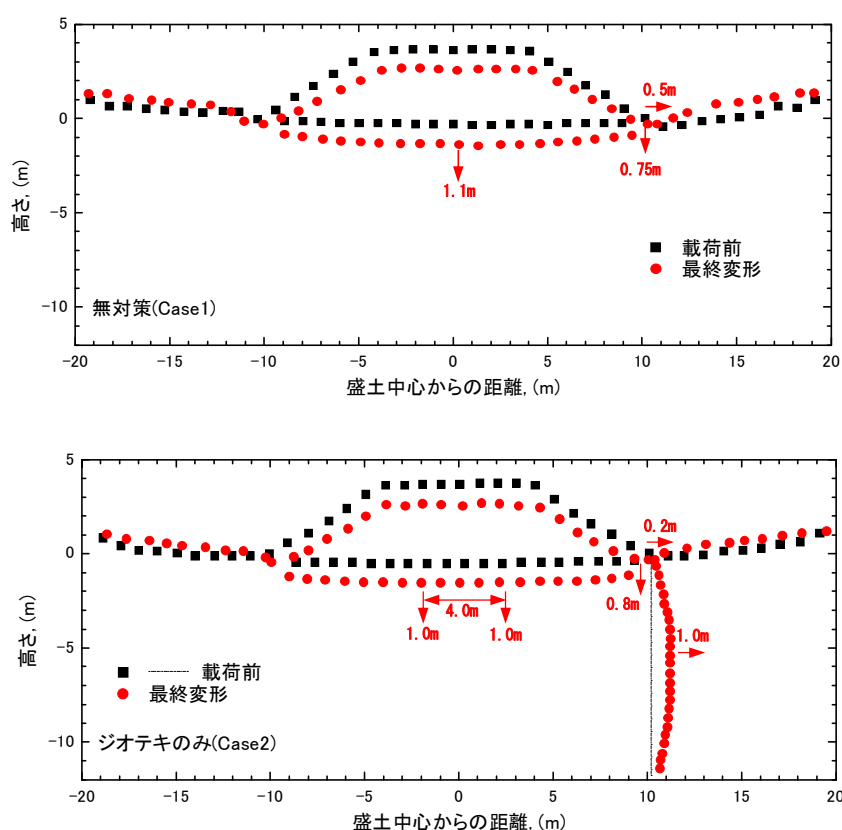
## 2) 地盤内変形

図 3.3.1-9 に、地盤内に設置した標点を基に作成した地盤内変位図を示す。無対策 (Case1) では、地中内の変形は計測しなかったが、ジオテキのみ (Case2) 及び新工法 (Case3) は法尻直下の地中内変位も計測した。以下にその結果を示す。

無対策 (Case1) は法尻部の沈下が 0.75m に対し、盛土中央部の沈下は 1.1m と法尻部から盛土中央部に向かって沈下量が大きくなる傾向を示している。法尻付近は外側に 0.5m 水平に変位している。ジオテキのみ (Case2) は、盛土中央部から両側 2m の範囲で沈下が 1.0m と一様であり、法尻部に向かって沈下が減少している。法尻部の沈下量は 0.8m であり、無対策 (Case1) とほぼ同等の値であった。盛土法尻付近の水平方向への変位は、0.2m で無対策 (Case1) に比べ若干抑えられている。地盤内変形を見ると、深度 5m 付近で最大値 1.0m の水平変位が生じており、盛土の沈み込み沈下により側方流動的な現象が生じたものとする。

新工法 (Case3) は、法尻部の沈下が 0.5m、盛土中央部の沈下量が 0.85m であり、盛土底部全体の変位が抑制されている。地盤内変位は、砕石が配置されている範囲 2m では、水平変位が 0.05~0.1m 程度で地表面付近の水平変位を抑えている。地盤内の変位は、深度 5m 付近で最大値 1.0m の水平変位が生じている。

新工法 (Case3) の地盤内変形は、無対策 (Case1) と比べると、地表面付近の水平変位が小さい。盛土底部の変形は、無対策 (Case1) 及びジオテキのみ (Case2) と比べて少ない。これらは、砕石にジオシンセティックスを挟み込むことで砕石層の曲げ変形を拘束し、新工法のゾーンが盤的な挙動をしたためと考える。その結果、盛土の変形量や不同沈下の抑制に効果を発揮し、盛土の形状を保持したと考える。



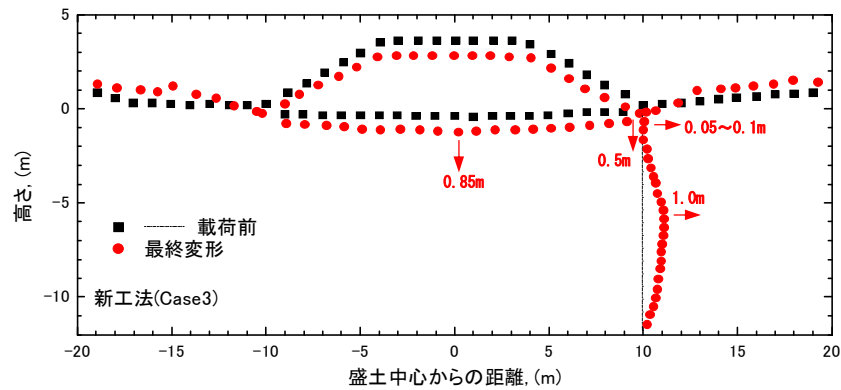


図 3.3.1-9 地盤内変位図

### 3) 補強材のひずみ

図 3.3.1-10 は、ジオテキのみ (Case2) と新工法 (Case3) のジオシンセティックスに生じたひずみの経時変化 (盛土中央部) を示す。計測結果は、計測位置の裏表に張ったひずみゲージの値の平均値である。両ケースとも 5 秒 (漸増 2 波) 付近からひずみが発生し、11 秒 (漸増 9 波) 程までに急激な増加を示す。1)②で述べた変形の経時変化との関連をみると、沈下が生じ始め急増する時刻歴とほぼ一致する。その後、40 秒 (主波 33 波) 程までは、盛土の沈下が進む時刻歴であるが、ひずみは微増し大きな変化は生じていない。40 秒以降は、盛土の沈下が進む時刻歴であるが、ひずみは減少する。60 秒以降は沈下が収束する時刻歴であるが、同様にひずみも一定の値を示している。新工法 (Case3) のひずみは、加振後 40 秒程の時に最大値 4.3% であるのに対し、ジオテキのみ (Case2) のひずみは、32 秒付近の時に最大値 2.7% であった。新工法 (Case3) は、ジオテキのみ (Case2) の 1.85 倍のひずみが発生し、補強効果が高い。

ジオテキのみ (Case2) は、ジオシンセティックスと盛土・基礎地盤の界面で液状化時の過剰間隙水圧の影響によりすべりが生じ、発生するひずみ (補強効果) が小さかったと考える。一方、新工法 (Case3) は、非液状化層の碎石は過剰間隙水圧が発生しないため、碎石の曲げ変形をジオシンセティックスが拘束し、ひずみが大きく発生したと考える。

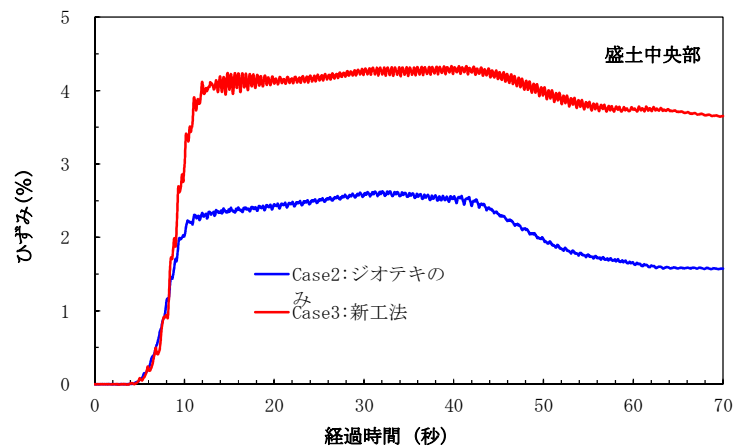


図 3.3.1-10 補強材ひずみ経時変化 (盛土中央部)



### 3. 3. 2. 遠心载荷装置を用いた液状化模型実験（その2）

（新工法と砕石単独対策との比較）

#### （1）概要

遠心模型実験（その1）は，新工法とジオシンセティックス単独対策との比較を行った．ここでの遠心模型実験（その2）は，新工法と砕石単独対策を比べた液状化時の変形抑制効果を確認するために実施したものである．今回の入力波は，実際の不規則波で発生する液状化現象及び対策効果を確認するため，2011年東北地方太平洋沖地震の観測波を用いた．

図 3. 3. 2-1 に，遠心模型実験概要図（新工法）を示す．盛土条件は，盛土高 2.0m，盛土天端幅 4.0m，のり面勾配 1:1.5 である．地盤条件は，基礎地盤層厚 11m（地下水位 GL-0.5m），液状化層厚 10.5m とし，基礎地盤下部に厚さ 1.0m の基盤層を設けている．砕石層厚は 1.0m とし，ジオシンセティックスモデルを砕石厚さ方向中央に 1 枚敷設した．ここで実験ケースは，無対策 (Case4)，盛土直下に砕石を配置 (砕石のみ (Case5))，新工法 (Case6) の 3 ケースを実施したものである．その結果，新工法 (Case6)) は，液状化時の盛土沈下量が無対策 (case4) の 62% に抑制された．また，砕石のみ (case5) より 10% 以上の抑制を発揮した．

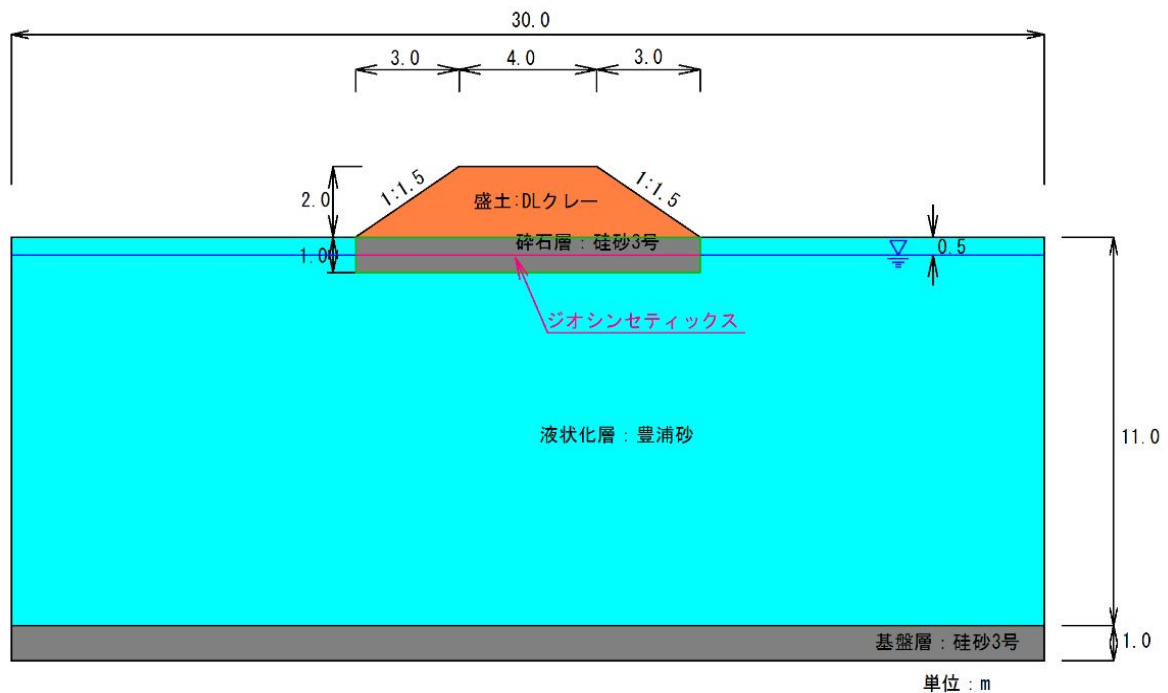


図 3. 3. 2-1 遠心模型実験概要図（新工法）

#### （2）実験条件

##### 1) 遠心载荷装置

表 3. 3. 2-1 に使用した遠心载荷装置の諸元を，図 3. 3. 2-2 に装置の写真を示す．遠心模型実験は遠心場  $\lambda = 50G$  で実施し，実験模型スケールは相似率に従い実大の 1/50 とした．相似率は，遠心模型実験（その1）で示した通りである．

表3.3.2-1 遠心载荷装置の主要諸元

項 目	仕 様
回転駆動方式	油圧モーターによる回転サーボ方式
有効回転半径	2.3m（振動台使用時）
最大遠心加速度	50G（振動台使用時）
試料容器寸法	600mm×300mm×400mm
最大積載質量	150kg
最大加速度・振動加振方式	35G・油圧式
加振波形	実地震波（K-Net水戸）

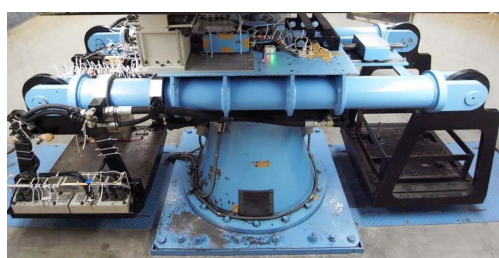


図 3.3.2-2 遠心模型実験概要

## 2) 実験材料

使用した地盤材料は、盛土層が DL クレー、液状化層が豊浦砂、碎石及び基盤層は珪砂 3 号である。表 3.3.2-2 に使用した地盤材料（室内試験で確認した値）を示す。

盛土は、DL クレーをシリコンオイルと混ぜ、初期含油比 22%としたものを単位体積重量  $\gamma_t=15\text{kN/m}^3$  となるように締固めて作成した。液状化層は、相対密度 50%の緩詰め状態になるように空中落下法で作成し、透水係数の相似則に従い 50 倍の粘性のあるメトロースで飽和させた。碎石層は十分締固めて作成した。ジオシンセティックスモデルは、「3.3.1(2)2)」に示したように、実物材料の引張剛性  $E_t=3000\text{kN/m}$  の 1/50 の剛性を有する ( $E_t=60\text{kN/m}$ ) 農業用シート（ダイヤテックス製：BK-85）を使用した。

表 3.3.2-2 使用した地盤材料

	盛土	液状化層	碎石・基盤層 (非液状化層)
使用材料	DL クレー	豊浦砂	珪砂 3 号
平均粒径 $D_{50}$ (mm)	0.024	0.19	1.72
土粒子比重 $G_s$	2.765	2.645	2.65
最大間隙比	1.672	0.973	0.971
最小間隙比	0.695	0.609	0.702
使用相対密度	—	50	—
内部摩擦角 (°)	35	38	35
粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )	14.0	3.0	10.0
透水係数 ( $\text{m/sec}$ )	—	$2 \times 10^{-4}$	$7 \times 10^{-3}$

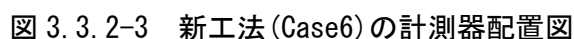
## (2) 実験ケース

実験ケースの概要を表 3.3.2-3 に示す。実験ケースは、Case4 が無対策の盛土(無対策)，Case5 が盛土底面に碎石層を配置した盛土(碎石のみ)，Case6 が盛土直下に碎石でジオシンセティックスを挟み込む新工法の 3 ケースを実施した。

表 3.3.2-3 実験ケースの概要

Case	対策	模式図 (単位:m) (赤線：ジオシンセティックス敷設位置)
4	無対策	
5	盛土底部碎石 単独の対策 【碎石のみ】	
6	碎石でジオシンセティックスを挟み込む対策 【新工法】	

図 3.3.2-3 に、新工法 (Case6) の計測器配置図を示す。計測器の配置は、Case4、Case5 も同様である。



地盤内には、加振による入力加速度及び地中加速度を計測するため、加速度計を配置した。液状化時の間隙水圧を計測するために、間隙水圧計を配置した。液状化地盤内の計測箇所は、盛土の影響を考慮し、盛土中央、法肩部、法尻部、盛土範囲外の4断面について、深度1.5m毎に加速度計と間隙水圧計を交互に配置した。盛土天端の鉛直変位及び盛土法尻の水平変位を計測するために、変位計を設置した。加振中及び加振後の地盤内変位を観察するために、地盤内に2m格子状に標点マーカーを配置した。

項目	計測対象	個数
加速度計	入力加速度	2
	地中加速度	12
間隙水圧計	地中間隙水圧	15
ひずみゲージ	ジオシンセティックス	10 (5 断面表裏)
変位計	盛土天端鉛直変位	2 (中央、法肩)
	法尻水平変位	1
標点マーカー	地表面変位及び地盤内変位	地盤内 2m ピッチ格子状

ジオシンセティックスは、盛土下部全面敷設であるため、液状化変形時のジオシンセティックスに作用するひずみを広範囲に測定するために、図 3.3.2-4 に示す位置にひずみゲージを設置した。

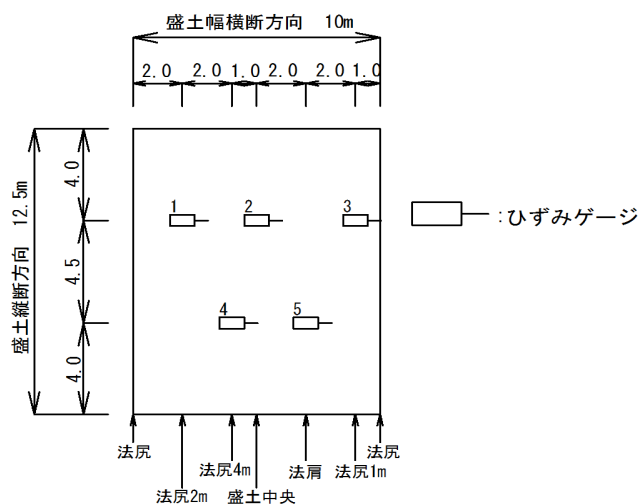


図 3.3.2-4 ジオシンセティックスのひずみゲージ設置位置平面図

#### 5) 入力加速度

図 3.3.2-5 に、今回実験で用いた入力波の加速度波形を示す。入力波は、2011 年東北地方太平洋沖地震時に K-Net 水戸で観測された地震波 (IBR006, NS 成分) を用いた。

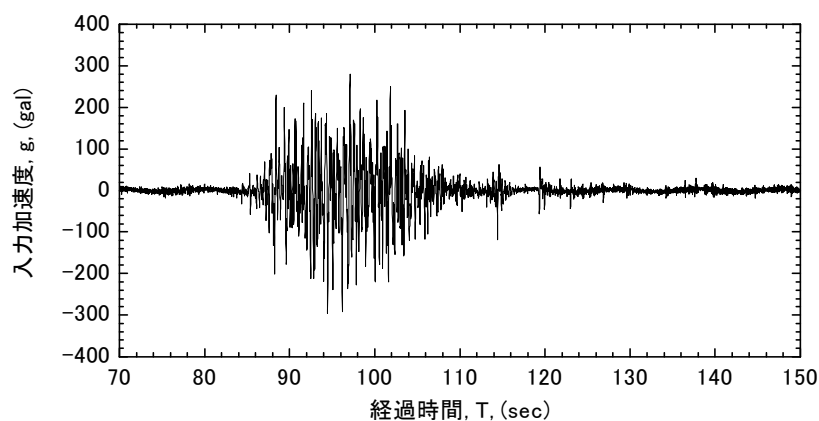


図 3.3.2-5 入力加速度

本実験の入力波は、レベル 2 地震動を目標としている。その 1 実験と同様に、加速度パワーIE で評価し、入力波のレベルを確認した。その結果、今回の実験で用いた入力波の地表面加速度パワーは  $IE=6.4 \times 10^5 (\text{cm}^2/\text{sec}^3)$  となり、レベル 2 地震動の兵庫県南部地震 (神戸海洋気象台記録) の加速度パワー  $IE=5.5 \times 10^5 (\text{cm}^2/\text{sec}^3)$  と比較すると、1.16 倍であることを確認した。

### (3) 実験結果

#### 1) 盛土の変形

##### ①変形概要

実験結果の概要を表 3.3.2-5 に示す。液状化後の最終変形は、無対策 (Case4) のときに盛土天端中央沈下量及び法肩沈下量が 43.4cm で、法尻水平変位量は 11.5cm であった。それに対し砕石のみ (Case5) は、盛土天端中央沈下量が 31.6cm (無対策 (Case4) の 73%) であり、法肩沈下量は 36.7cm (無対策 (Case4) の 85%) であった。また、法尻水平変位量は 8.5cm (無対策 (Case4) の 74%) であった。

新工法 (Case6) の盛土天端中央沈下量は 26.7cm (無対策 (Case1) の 62%) であり、法肩沈下量は 29.1cm (無対策 (Case1) の 67%) であった。また、法尻水平変位量は 3.8cm (無対策 (Case4) の 33%) であり、砕石のみ (Case5) より大きな抑制効果を確認した。

表 3.3.2-5 実験結果の概要

【Case】 対策	模式図	最終変形		
		盛土天 端中央 沈下	法肩 沈下	法尻水 平変位
【4】 無対策		43.4cm (100%)	43.4cm (100%)	11.5cm (100%)
【5】 盛土底部砕石 単独の対策 (砕石のみ)		31.6cm (73%)	36.7cm (85%)	8.5cm (74%)
【6】 砕石でジオシ ンセティックスを 挟み込む対策 (新工法)		26.7cm (62%)	29.1cm (67%)	3.8cm (33%)

## ②変形の経時変化

ここでは、盛土天端中央と盛土法肩に分けて、沈下量の抑制効果を整理した。

### 【盛土天端中央沈下量】

図 3.3.2-6 に、盛土天端中央沈下量の経時変化を示す。各 Case とも主揺動が作用する 85 秒付近から沈下が急増する。主揺動加振(85 秒以降)から主揺動終了付近(105 秒)までは、各 Case ともに一定勾配で沈下が増加する。無対策(Case4)の沈下勾配は 1.6cm/sec と最も大きい。それに対し、砕石のみ(Case5)は 1.2cm/sec、新工法(Case6)は 1.1cm/sec となり、沈下勾配が小さくなっている。主揺動終了付近(105 秒)以降の沈下傾向を見ると、無対策(Case4)は、加振が終了した後も沈下が増加しているのに対し、砕石のみ(Case5)及び新工法(Case6)は、無対策(Case4)に比べて沈下の増加が少ない。主揺動(105 秒)付近からの加振終了時の沈下の増加量は、無対策(Case4)が 10.4cm、砕石のみ(Case5)が 6.1cm、新工法(Case6)が 3.8cm である。最終沈下量は、無対策(Case4)の 43.4cm に比べ、砕石のみ(Case5)が 31.6cm、新工法(Case6)が 26.7cm の順で小さくなっている。新工法(Case6)の沈下量は無対策(Case4)の 62%まで低減されており、砕石のみ(Case5)より 10%の沈下低減効果が確認された。

### 【法肩沈下量】

図 3.3.2-7 に、法肩沈下量の経時変化を示す。主揺動加振(85 秒以降)から主揺動終了付近(105 秒)までは、各 Case ともに盛土天端中央沈下量と同様であり、一定勾配で沈下が増加する。無対策(Case4)は、沈下勾配 1.6cm/sec で沈下の増加が大きい。それに対し、砕石のみ(Case5)及び新工法(Case6)の沈下量の増加勾配は小さくなる。ここで、新工法(Case6)の沈下増加勾配は 1.2cm/sec で砕石のみ(Case5)の 1.4cm/sec より緩やかになり、盛土天端中央沈下量より、新工法の変形抑制が大きくなる。主揺動終了付近(105 秒)以降の沈下傾向を見ると、無対策(Case4)は、加振が終了した後も沈下が増加しているのに対し、砕石のみ(Case5)及び新工法(Case6)は、無対策(Case4)に比べて沈下の増加が少ない。主揺動(105 秒)付近からの加振終了時の沈下の増加量は、無対策(Case4)が 9.3cm、砕石のみ(Case5)が 6.4cm、新工法(Case6)が 5.1cm である。無対策(Case4)の最終沈下量が 43.4cm であったのに対し、砕石のみ(Case5)が 36.7cm、新工法(Case6)が 29.1cm であった。無対策の最終沈下量に対する沈下比は、砕石のみ(Case5)が 85%、新工法(Case6)が 67%である。砕石のみ(Case5)の沈下比は、盛土天端中央部の 73%であった事と比べると、沈下比が大きくなっている。一方、新工法(Case6)の沈下比は 67%であり、盛土天端中央部と同等の 70%未満であり、沈下抑制効果が砕石のみ(Case5)より高くなっている。

### 【まとめ】

砕石のみ(case5)の沈下抑制は、法肩部が天端中央部より低くなっており、この理由は側方変形による影響だと考えている。一方、新工法(case6)は、ジオシンセティックスで砕石を引張補強した効果により側方変形を抑え、法肩部も天端中央部と同等の沈下抑制を発揮したと考えている。以上より、砕石のみ(Case5)より新工法(Case6)の方が、盛土天端の中央～法肩にかけて均一に沈下抑制効果が高いことを確認した。



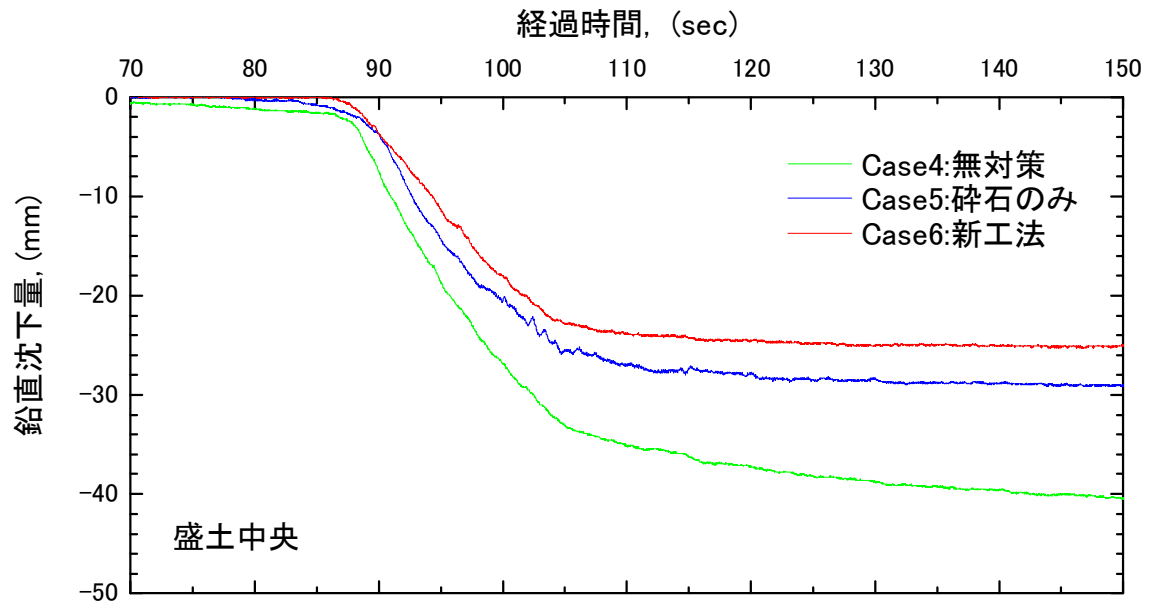


図 3.3.2-6 盛土天端中央沈下量の経時変化

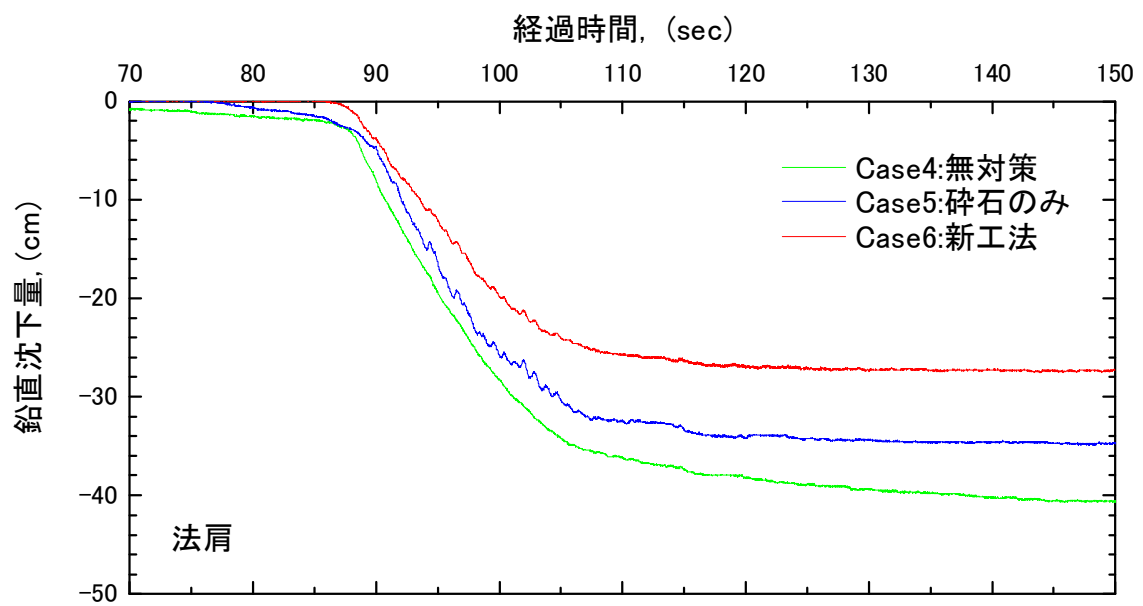


図 3.3.2-7 盛土法肩沈下量の経時変化

## 2) 地盤内変形

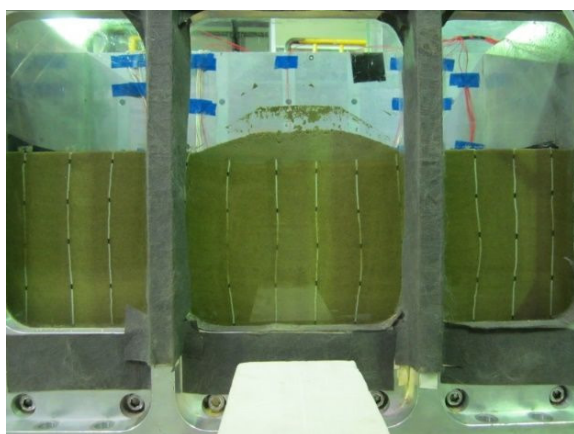
図 3.3.2-8 に、模型地盤側面に設置した標点を基に作成した地盤内変位図を示す。

無対策(Case4)は、法尻部の沈下量が 34.2cm に対して、盛土中央部の沈下量が 40.3cm であり、法尻部から盛土中央に向かって沈下量が大きくなる。法尻部は、外側に向かって 11.5cm 水平に変位している。水平変位量の最大値は、深度 5m 地点の 19.5cm である。法尻から外側 4m に外れた位置でも、地盤内の水平変位が確認されている。

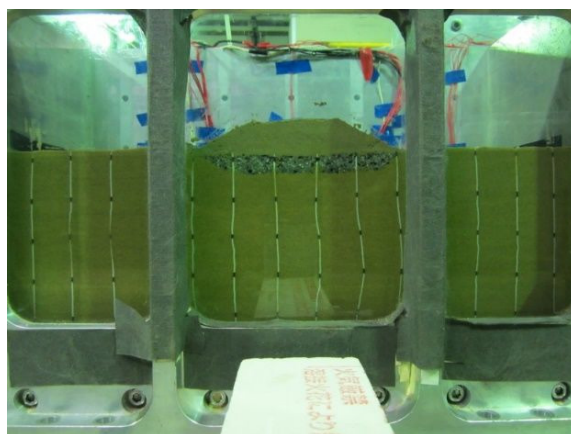
砕石のみ(Case5)は、法尻部の沈下量が 20.8cm に対して、盛土中央部の沈下量が 27.9 cm である。法尻部から盛土中央に向かって沈下量は大きくなるが、その傾向は無対策(Case4)より少ない。法尻部の水平変位量は 8.5cm であり、無対策(Case4)に比べて変形量は抑制されている。地盤内の水平変位の最大値は、深度 4～6m 地点の 17.4cm である。水平変位量は、無対策(Case4)に比べて小さくなる傾向を示す。

新工法(Case6)は、法尻部の沈下量が 21.6cm、盛土中央部の沈下量が 23.5cm であり、ほぼ同等の沈下傾向を示している。無対策(Case4)や砕石のみ(Case5)と比べて、盛土直下の沈下量が小さい。法尻部の水平変位量は 3.8cm であり、地盤内変位の最大値は深度 6m 地点の 9.0cm である。新工法(Case6)は、無対策(Case4)や砕石のみ(Case5)と比べても、地表面付近の側方への変形は小さい傾向を示している。新工法(Case6)が、砕石のみ(Case5)と比べて、盛土底部の変形がほぼ一様に鉛直方向に変形したのは、砕石にジオシンセティックスを挟み込むことで砕石層の曲げ変形を拘束し、盤的な挙動により側方への変形を抑制したためと考えられる。この挙動は、法尻部の水平変位も抑制するとともに、盛土の不同沈下にも効果を発揮したと考えられる。

写真 3.3.2-1 に、加振後の盛土の変形状況を示す。無対策(Case4)は、法尻の水平変位の影響で盛土法面が外側に拡がり、盛土の形状が保たれていない。一方、新工法(Case6)は法尻の水平変形が少なく、盛土法面の形状がほぼ確保されている。

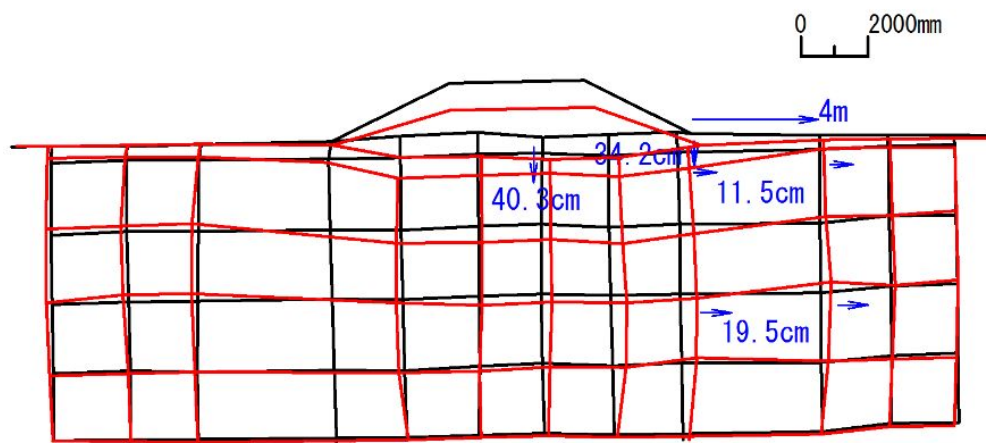


Case4: 無対策

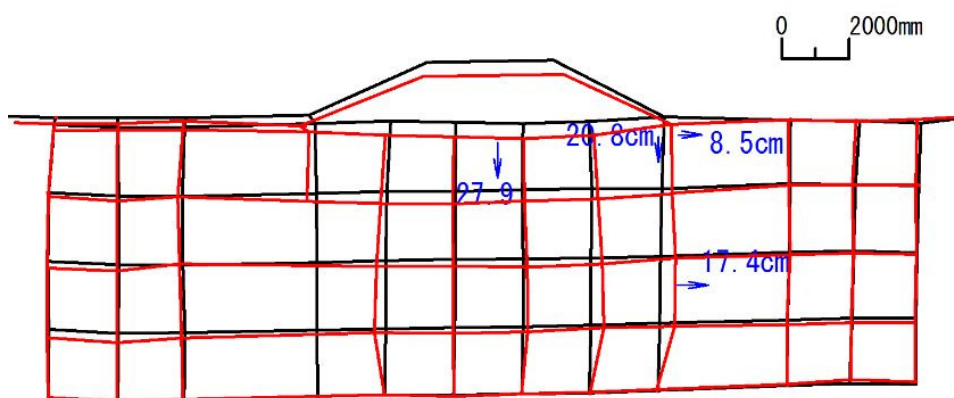


Case6: 新工法

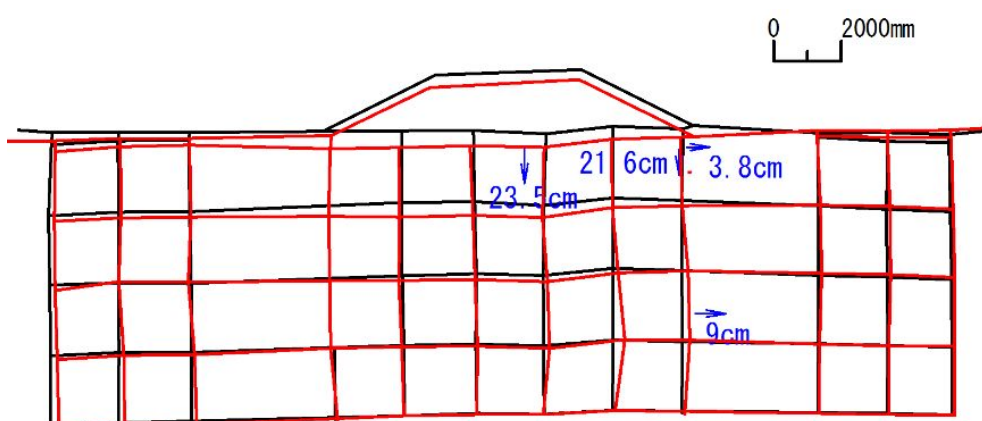
写真 3.3.2-1 加振後の盛土の変形状況



Case4: 無対策



Case5: 砕石のみ



新工法 (Case6)

図 3.3.2-8 地盤内変形図

### 3) 補強材のひずみ

図 3.3.2-9 に、新工法 (Case6) のジオシンセティックスに生じたひずみの経時変化を示す。ここには、ひずみが最大値を示した位置 (盛土中央から法肩方向に 1m) を示した。主揺動加振前に、盛土荷重によると思われるひずみが 1.3% 程度発生した後、主揺動加振 85 秒付近からひずみが若干増加 (1.7% 程度) し、すぐの 90 秒付近までひずみが減少 (0.7% 程度) した。その後、主揺動終了 (105 秒) 付近にかけてはひずみが 2.8% まで急増したが、その後は緩やかな減少傾向を示した。前述した (3)1)②変形の経時変化では、主揺動終了 (105 秒) まで沈下が増加し、その後沈下が収束しており、その沈下挙動とひずみは相関関係がある。

図 3.3.2-10 に、測定位置ごとのジオシンセティックスに生じるひずみ分布を示す。主揺動加振の 87 秒は、ジオシンセティックス全体に 1~2% のひずみが発生している。沈下が収束し始める主揺動終了 (105 秒) は、盛土中央から法肩方向 1m と法肩部で 2.8% 程までひずみは増加するが、法面直下と盛土中央部は 0% まで減少する。新工法 (Case6) は、沈下が進行し始める主揺動加振 (87 秒) 時から、沈下が収束し始める 105 秒時には、盛土中央部から法肩にジオシンセティックスのひずみが発生している。これは、砕石の曲げ変形を拘束していることを示しており、盛土の変形抑制を発揮したと考えられる。

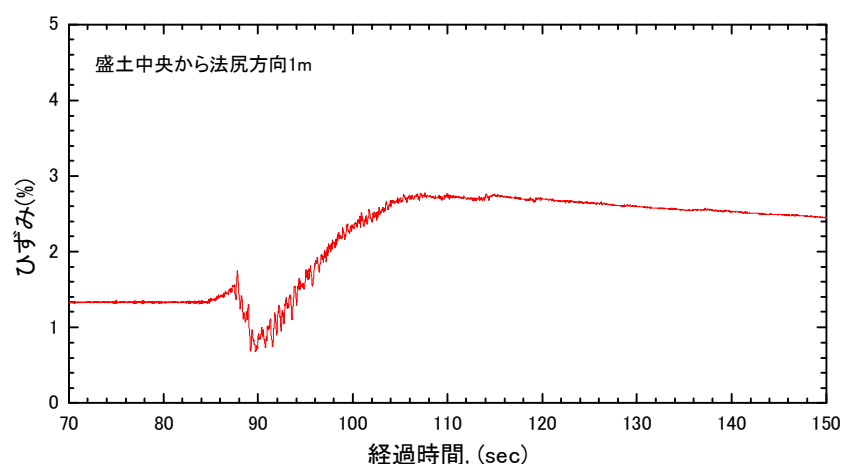


図 3.3.2-9 補強材ひずみ経時変化 (盛土中央から法肩方向 1m の位置)

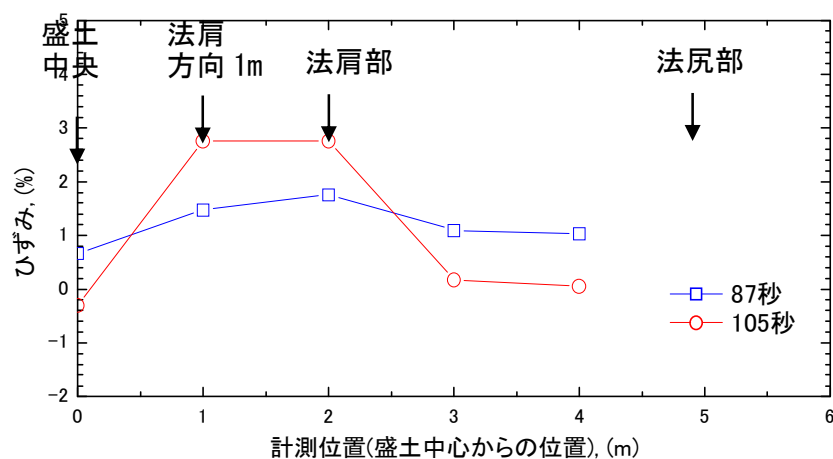


図 3.3.2-10 補強材ひずみ分布図

### 3. 3. 3. 動的有効応力 FEM を用いた実験の再現

遠心模型実験（その 1，その 2）において，新工法は，液状化時に盛土の変形を抑制する効果があることを確認した．本項では，動的有効応力 FEM(LIQCA)<sup>3)</sup>を用いて，遠心模型実験（その 1，その 2）を対象とした数値シミュレーションを実施し，変形抑制効果を再現したものである．LIQCA（Computer Program for Liquefaction Analysis）は，一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所が開発した有効応力に基づいた液状化のシミュレーション手法である．本数値シミュレーションモデルは、「3.3.4 動的有効応力 FEM を用いた新工法の適用性検討」に展開しており，再現性が比較的高い結果を得た（その 2）の方を使用した．

なお，過剰間隙水圧の検討結果は後述（3.4 参照）に示す．

#### 3.3.3.1 遠心模型実験（その 1）の数値シミュレーション

##### （1）解析概要

##### 1) 解析モデル

図 3.3.3-1 に，解析モデル(新工法)を示す．このモデルは遠心模型実験（その 1）を再現したものであり，実物大換算のスケールで示している．

盛土及び地盤条件は，遠心模型実験(その 1)と同様である．新工法解析時は，盛土直下に厚さ 2m の碎石層とジオシンセティックス(EA=3000kN/m)並びに，実験で確認された過剰間隙水圧の消散効果として不完全液状化層(厚さ 1m，3.3.5 参照)を設けた．ここでの不完全液状化層は，碎石層相当の透水性と仮定した．境界条件は，底面を水平・鉛直方向固定，側方を水平方向固定，鉛直方向自由とした．地下水位は地表から-1m の位置であり，地下水面を排水境界，その他の面を非排水境界とした．

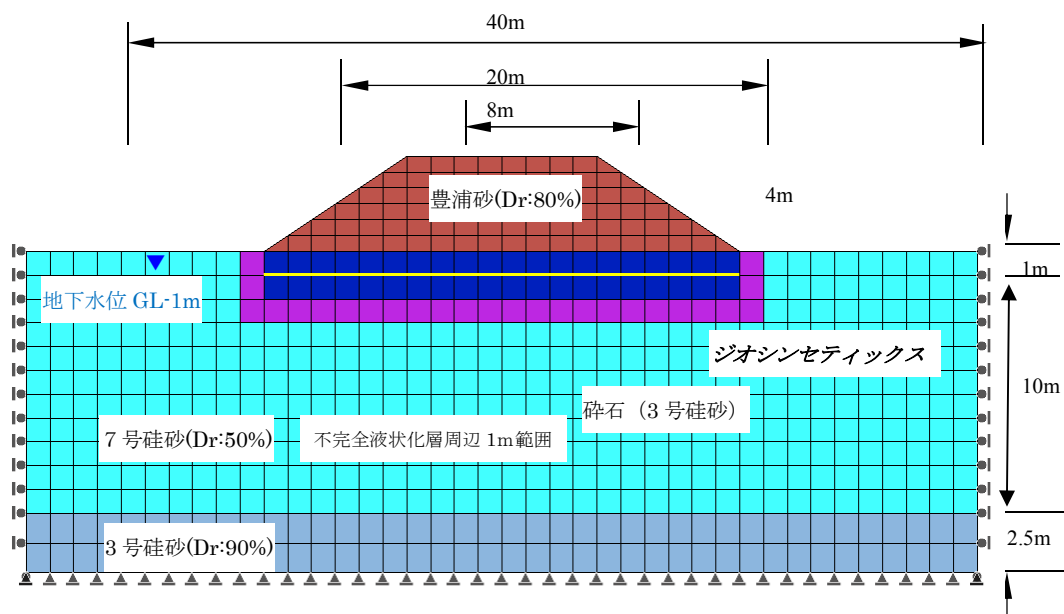


図 3.3.3-1 解析モデル(新工法)

図 3.3.3-2 は，実験で測定された入力加速度波形を示す．本解析では，図 3.3.3-2 入力加速度をモデル底面から加振している．

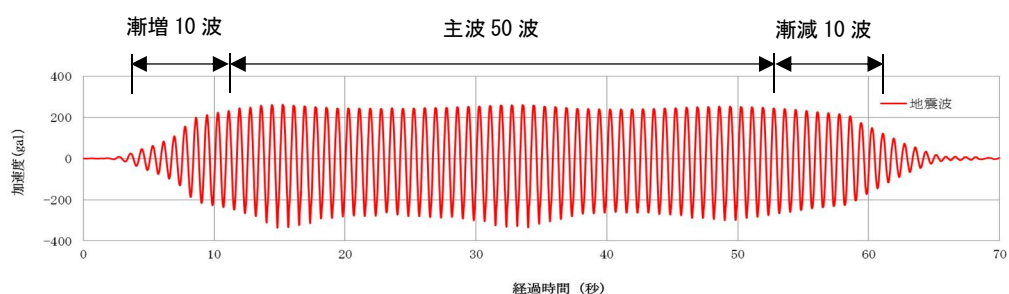


図 3. 3. 3-2 入力地震波

## 2) 材料モデル

表 3.3.3-1 に，材料モデルとその特徴を示す．

ここで，盛土材のモデルは，非液状化層であること及び，地震により発生する地盤の動的ひずみ特性を考慮できる一般的な全応力モデルの R-O モデルを選定した．砕石層のモデルは，過剰間隙水圧が発生しない条件とし，R-O モデルではジオシンセティックモデルの張力が発揮されなかったため，ジオシンセティックモデルの張力が求められた弾完全塑性モデルを選定した．基盤層も同様の弾完全塑性モデルである．液状化層は，LIQCA 解析に適合した繰返し弾塑性モデル（Oka-model）を選定した．ジオシンセティックは梁モデルとし，砕石層の平面ひずみ要素との節点を共有させた．

表 3. 3. 3-1 材料モデル

材料名	適用モデル	特徴
① 盛土材（豊浦砂）	R-O モデル（非線形モデル） (Ramberg-Osgood model)	ひずみ領域に応じた地盤の動的変形挙動を考慮できる一般的な全応力モデル
② 砕石層（3 号硅砂）	弾完全塑性モデル (Mohr-Coulomb model)	過剰間隙水圧が発生しない一般的な全応力モデル
③ 液状化層（7 号硅砂）	繰返し弾塑性モデル (Oka model)	砂地盤の液状化強度曲線やサイクリックモビリティ挙動を精度よく表現できる有効応力モデル
④ 基盤層（3 号硅砂）	弾完全塑性モデル (Mohr-Coulomb model)	過剰間隙水圧が発生しない一般的な全応力モデル
⑤ ジオシンセティックス	梁モデル	ジオシンセティックスに発生する軸力を表現できるモデル



### 3) 検討ケース

表 3.3.3-2 に、検討ケースごとのモデルを示す。

表 3.3.3-2 検討ケースのモデル

ケース	モデル
<b>CASE1:無対策</b> ① 盛土材（豊浦砂）→平面ひずみ要素 ② 液状化層（7号珪砂）→平面ひずみ要素 ③ 基盤（3号珪砂）→平面ひずみ要素	
<b>CASE2:ジオシンセティックスのみ</b> ①②③は上記と同様 ④ ジオシンセティックス（パラリンク）→梁要素	
<b>CASE3:新工法（新工法）</b> ①②③④は上記と同様 ⑤砕石（3号珪砂）→平面ひずみ要素 ⑥不完全液状化層 →平面ひずみ要素	

### 4) パラメータ設定

#### ①パラメータの一覧表

初期応力解析及び動的有効応力解析に用いたパラメータを、表 3.3.3-3 と表 3.3.3-4 に示す。実験条件（相対密度、間隙比等）及び繰り返し三軸試験結果を基に設定した。

表 3.3.3-3 初期応力解析に用いたモデルパラメータ

パラメータ名		盛土材 (豊浦砂)	砕 石 (3号珪砂)	液状化層 (7号珪砂)	基盤 (3号珪砂)	ジオシンセティックス (パラリンク)
モデル化		弾完全塑性 (Mohr-Coulomb) モデル				梁モデル
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.6	19.5	18.3	19.5	—
無次元初期弾性係数	$E_0/\sigma'_m$	686	2632	1596	870	—
ポアソン比	$\nu$	0.333	0.333	0.333	0.333	—
粘着力	$C$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	10	3	10	—
内部摩擦角	$\Phi$ (°)	30	35	38	35	—
引張剛性	$EA$ (kN/m)	—	—	—	—	3000
曲げ剛性	$EI$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	—	—	—	—	$1.0 \times 10^{-5}$



表 3. 3. 3-4 動的解析に用いたモデルパラメータ

パラメータ名		盛土材 (豊浦砂)	砕 石 (3号珪砂)	液状化層 (7号珪砂)	基盤 (3号珪砂)	ジオンセティックス (ハﾟラリンク)
モデル化		非線形 R-0モデル	弾・完全塑性 MCモデル	繰返し弾塑性 Okamotoモデル	弾・完全塑性 MCモデル	梁モデル
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.6	19.5	18.3	19.5	－
無次元初期弾性係数	$E_0/\sigma'_m$	－	2632	－	870	－
ポアソン比	$\nu$	0.333	0.333	0.333	0.333	－
粘着力	$C$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	10	3	10	－
内部摩擦角	$\Phi$ (°)	30	35	38	35	－
引張剛性	$EA$ (kN/m)	－	－	－	－	3000
曲げ剛性	$EI$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	－	－	－	－	$1.0 \times 10^{-5}$
透水係数	$k$ (m/sec)	－	－	$2.0 \cdot E-04$	－	－
初期間隙比	$e_0$	0.688	－	0.879	－	－
圧縮係数	$\lambda$	－	－	0.010	－	－
膨潤係数	$\kappa$	－	－	0.0005	－	－
無次元初期せん断係数比	$G_0/\sigma'_m$	－	－	1200	－	－
過圧密比	OCR	－	－	1.0	－	－
変相応力比	$M^*_m$	－	－	0.909	－	－
破壊応力比	$M^*_f$	－	－	1.158	－	－
硬化パラメータ	$B_0$	－	－	2500	－	－
硬化パラメータ	$B_1$	－	－	25	－	－
硬化パラメータ	$C_f$	－	－	－	－	－
異方性消失のパラメータ	$C_d$	－	－	2000	－	－
基準ひずみ (塑性剛性)	$\gamma^{p*}_{\gamma}$	－	－	0.005	－	－
基準ひずみ (弾性剛性)	$\gamma^{e*}_{\gamma}$	－	－	0.003	－	－
ダレイタシ係数	$D_0$	－	－	2.0	－	－
ダレイタシ係数	$n$	－	－	5.0	－	－
せん断弾性係数のパラメータ a		3963.0	－	－	－	－
せん断弾性係数のパラメータ b		0.5	－	－	－	－
R-0パラメータ	$\alpha$	1.2	－	－	－	－
R-0パラメータ	$\gamma$	2.5	－	－	－	－

## ②盛土材(豊浦砂)の動的変形特性「R-O モデル」

R-O モデルの理論式から得られる動的変形特性を図 3.3.3-3 に示す. また, 用いた R-O モデルのパラメータを表 3.3.3-5 に示す. 動的変形特性とは, ひずみに依存する非線形特性「 $\gamma \sim G$  や  $\gamma \sim h$  関係」を示すものである. ここに,  $G/G_0$ :せん断剛性比,  $h(\%)$ :減衰定数(%),  $\gamma$ :せん断ひずみである.

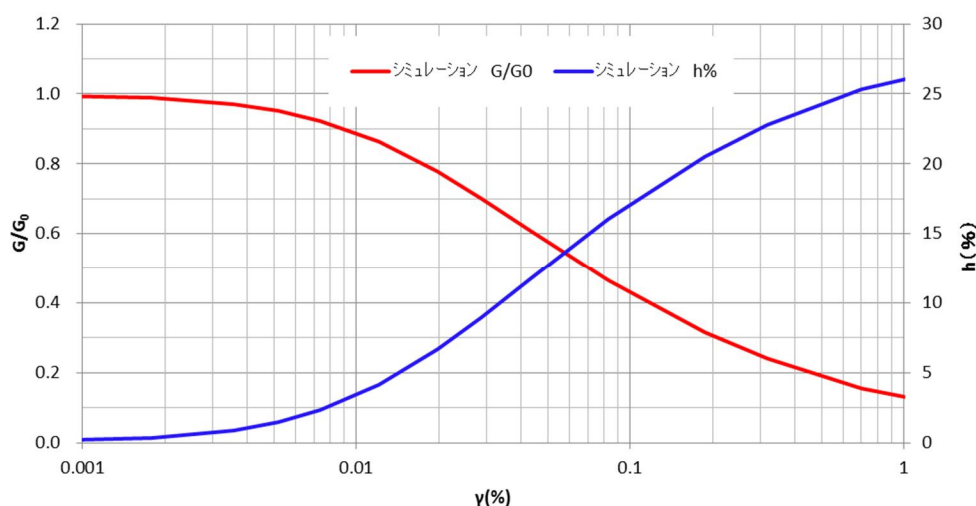


図 3.3.3-3 盛土材の動的変形特性

## ③液状化層(7号硅砂)の液状化強度曲線「0ka モデル」

7号硅砂のパラメータは, 液状化強度試験に対する要素シミュレーションを行うことで設定した. 目標としたのは, 両振幅ひずみ 5%における繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係からであり, 繰返し回数 20 回時の繰返しせん断応力比(液状化せん断強度)は 0.15 程度である. 図 3.3.3-4 に, 設定したパラメータの液状化強度曲線(解析値)を示す. 図中には, 繰返し三軸試験から得られた値(実験値)も示している.

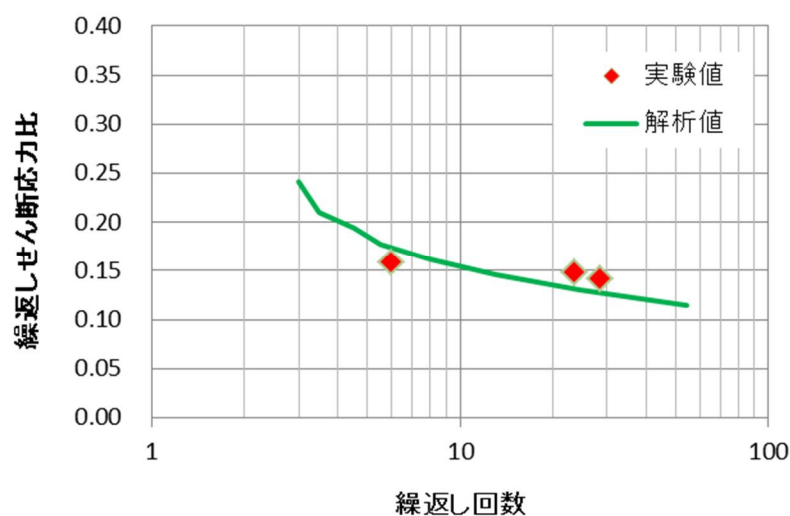


図 3.3.3-4 液状化強度曲線 (7号硅砂)

## 5) 初期応力解析・動的有効応力解析の概要

解析のポイントを以下に示す。

- ・初期応力解析は、対象 FEM モデル全ての土層について弾完全塑性(Mohr-Coulomb)モデルを適用し、要素の有効重量を荷重（100 分割の増加解析）として与えた。初期応力解析は液状化発生前の地盤及び盛土の応力状態を表現したものであり、ここでの変形はリセット（ゼロ）としている。
- ・動的有効応力解析は、初期応力解析で算定した応力状態で、盛土材に非線形 R-O モデル、液状化層に繰返し弾塑性 Oka モデル、その他に弾完全塑性 MC モデルを適用し、入力地震動を入力して時系列の変形や過剰間隙水圧を求めたものである。
- ・ジオシンセティックスは梁でモデル化している。ジオテキのみ（Case2）では、盛土底面（液状化層の上面）に敷設したため、数値解析において未収束が生じた。それを改善し、数値解析上の計算を収束するため、ジオシンセティックスの上下両面にジョイント要素を設けた。
- ・新工法(CASE3)は、実験結果から砕石によりジオシンセティックスが拘束され、ひずみが発生していたことから、ジョイント要素を使用していない。
- ・動的有効応力解析の計算時間は入力地震動を与えた 70 秒であり、その後の圧密解析は実施していない。

## （3）解析結果

### 1) 盛土天端中央の沈下量

図 3.3.3-5 に、盛土天端中央の沈下量の解析結果と実験結果の比較を示す。以下はその結果を箇条書きで示した。

- ・解析結果は、全ての Case において、実験値とほぼ同じ 8 秒(漸増 5 波)程度から沈下が始まるが、実験値のような 13 秒程度まで沈下が急増する現象は見られなかった。
- ・無対策(Case1)：実験値は 13～36 秒程度まで一定急勾配で沈下が進み、その後は収束する傾向を示した。それに対し解析値は、8 秒付近から一定勾配で沈下が進み、50 秒までは実験値より小さい沈下量であるが、その後は実験値より大きな沈下量を示した。60 秒以降の漸減加振時には、実験値の沈下が収束するが、解析値は継続する傾向がある。最終沈下量は実験値 1.13m、解析値 1.38m であり、解析値の方が大きな値となった。
- ・ジオテキのみ(Case2)：解析値は、8 秒付近から一定勾配(新工法(Case3)より小)で沈下が進み、37 秒以降の沈下勾配が若干大きくなっている。したがって、48 秒付近までは、新工法(Case3)の解析値より沈下量が小さくなっており、実験値と整合しなかった。実験値は 37 秒以降で計測不能であったが、解析による最終沈下量は 1.13m となっている。
- ・新工法(Case3)：22 秒(主波 12 波)程度から、解析値の方が実験値より沈下量が大きくなる。最終沈下量は、実験値 0.81m、解析値 1.03m であり、解析値の方が大きな値となった。

液状化時の盛土天端中央の沈下量は、実験値と解析値の挙動に差が生じた。各 Case ともに最終沈下量は、実験値に比べて解析値の方が大きな値を示した。

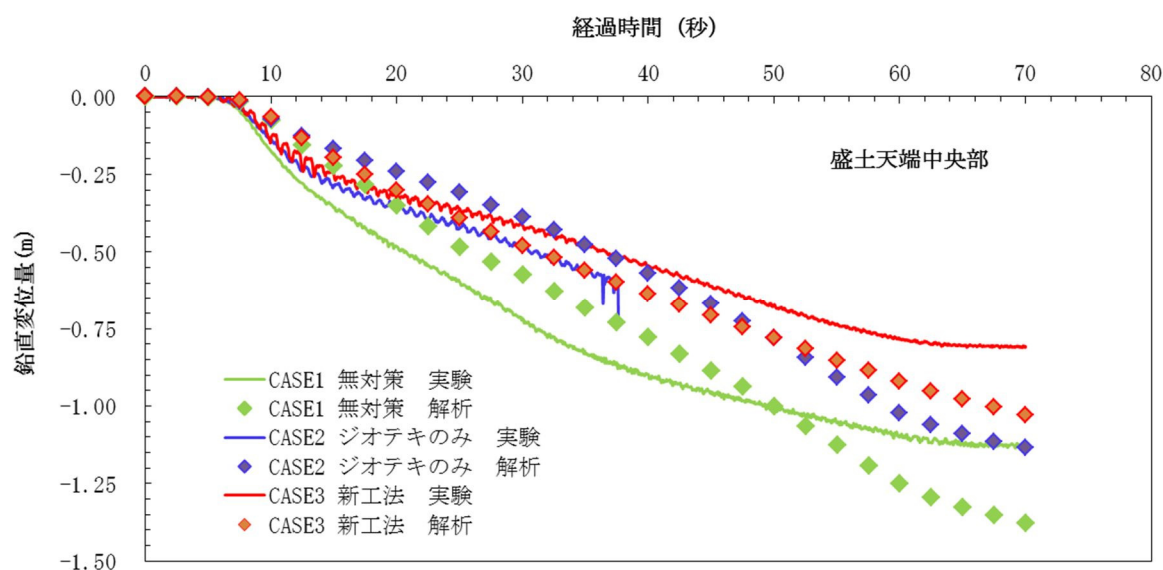


図 3.3.3-5 盛土天端中央の沈下量の経時変化の比較

## 2) 盛土法肩の沈下量

図 3.3.3-6 に、盛土法肩の沈下量の解析結果と実験結果の比較を示す。以下はその結果を箇条書きで示した。

- 全ての CASE において、解析値は 6 秒付近から沈下が生じ、15 秒程度まで同様の沈下挙動を示しており、実験値との整合性は低い。
- 無対策(Case1)：56 秒程度までは、解析値の方が実験値より沈下量が小さな値となる。実験値は 40 秒程度から沈下が緩やかになり収束する傾向を示したが、解析値は 45 秒から沈下が増加する傾向がある。最終沈下量は、実験値 1.14m、解析値 1.29m と解析値の方が若干大きな値となっている。
- ジオテキのみ(Case2)：50 秒程度までは、解析値の方が実験値より小さい値となっている。実験値は 60 秒以降で沈下は収束するが、解析値は継続する傾向がある。最終沈下量は、実験値 1.01m、解析値 1.19m と解析値の方が大きな値となる。
- 新工法(Case3)：解析値は、無対策(Case1)及びジオテキのみ(Case2)の挙動と異なり、6 秒付近の沈下の開始から沈下勾配が徐々に緩やかになる傾向を示している。20 秒程度で解析値は実験値と一致し、その後 38 秒程度までは実験値と同様の値を示す。40 秒以降は、解析値が実験値の沈下量を下回っている。最終沈下量は、実験値 0.76m、解析値 0.63m となり、解析値の方が若干小さな値となる。

液状化時の盛土法肩の沈下量においては、無対策(Case1)及びジオテキのみ(Case2)の最終沈下量は、実験値に比べて解析値は大きな値を示した。新工法(Case3)の最終沈下量は、実験値に比べて解析値が小さな値を示した。

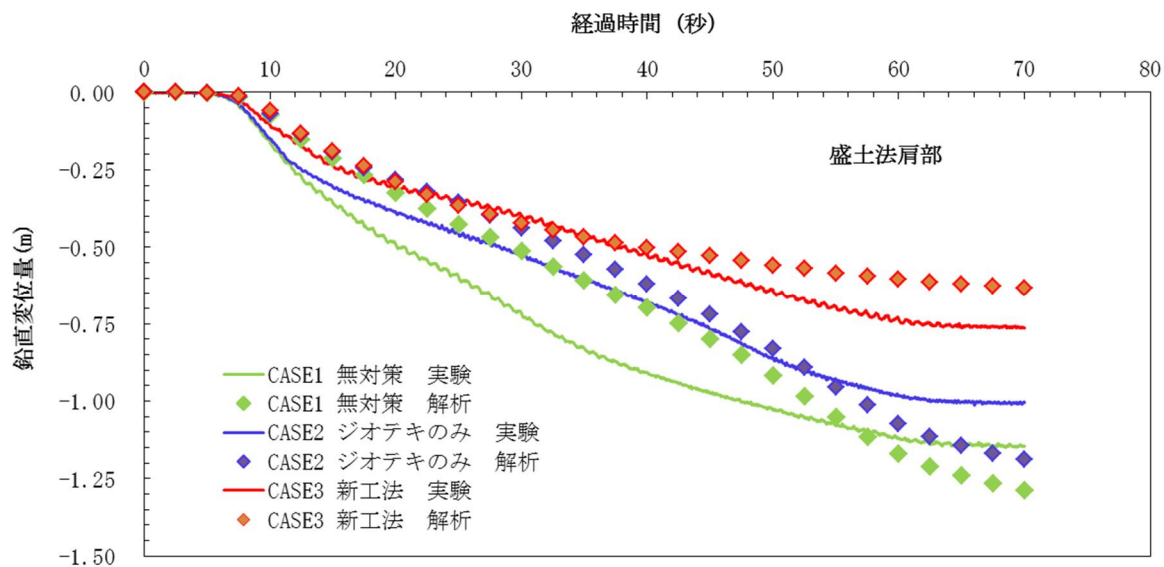


図 3.3.3-6 盛土法肩の沈下量の経時変化の比較

### 3) 法尻水平変位量

図 3.3.3-7 に、加振終了後の法尻水平変位量を示す。無対策(Case1)は、実験値が 0.50m, 解析値が 0.26m である。ジオテキのみ(Case2)は、実験値が 0.20m, 解析値が 0.30m である。新工法(Case3)は、実験値が 0.10m, 解析値が 0.09m である。無対策(Case1)は、解析値が実験値より過小な結果となる。ジオテキのみ(Case2)は、実験値より解析値が大きな水平変位量となる。新工法(Case3)は、実験値と解析値がほぼ一致する。解析ケースによって、実験値の再現性にバラつきが見られた。

FEM 解析における水平変位量は、体積ロッキング（メッシュが等体積条件のため変形を阻害する現象）により過小評価されることがあり、大きな水平変位量を示した case 1 はその可能性が考えられる。

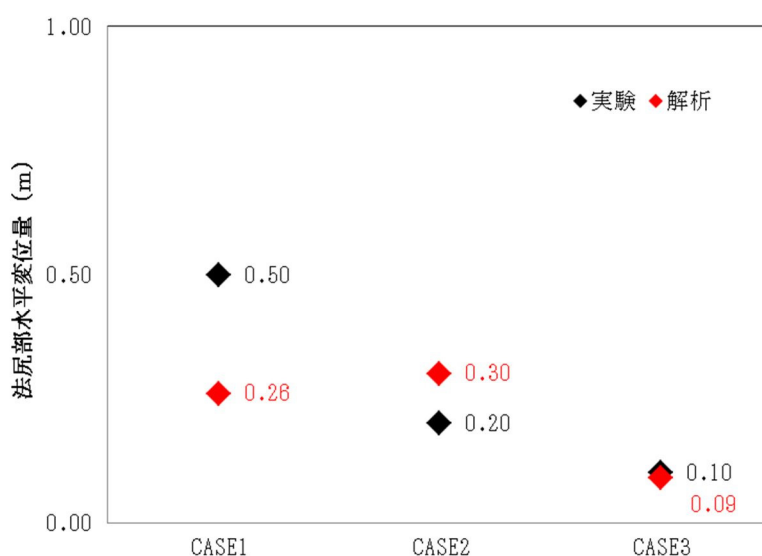


図 3.3.3-7 加振後の法尻部水平変位量の比較

#### 4) ジオシンセティックスの引張力

図 3.3.3-8 に、ジオテキのみ(Case2)及び新工法(Case3)において、ジオシンセティックスに発生した張力の実験結果と解析結果の比較を示す。実験値は、計測されたひずみにジオシンセティックスの引張剛性  $EA=3000\text{kN/m}$  を乗じて算出した(張力=引張剛性×ひずみ)。ジオテキのみ(Case2)及び新工法(Case3)ともに、解析値は加振とともに増加する傾向を示すものの、実験値を大きく下回った。ジオテキのみ(Case2)は、実験の最大値は  $81\text{kN}$  であるのに対し、解析の最大値は  $20\text{kN}$  であった。新工法(Case3)は、実験の最大値が  $130\text{kN}$  であるのに対し、解析の最大値は  $50\text{kN}$  である。

実験のジオシンセティックス張力が大きくなった理由を考察してみた。実験での土槽側面は、盛土法面に比較的近接しており、地盤内の側方変形が土槽側面の影響を受けていた可能性がある。盛土法面は沈下が増加すると側方変形も進むことになるが、土槽側面の影響を受けた場合は側方変形が拘束されるため、その結果、ジオシンセティックスに大きなひずみが生じたと考えられる。一方、解析では、実験ほどの側方変形の拘束がされなかったため、実験値ほどのジオシンセティックスのひずみが生じなかったと考えられる。

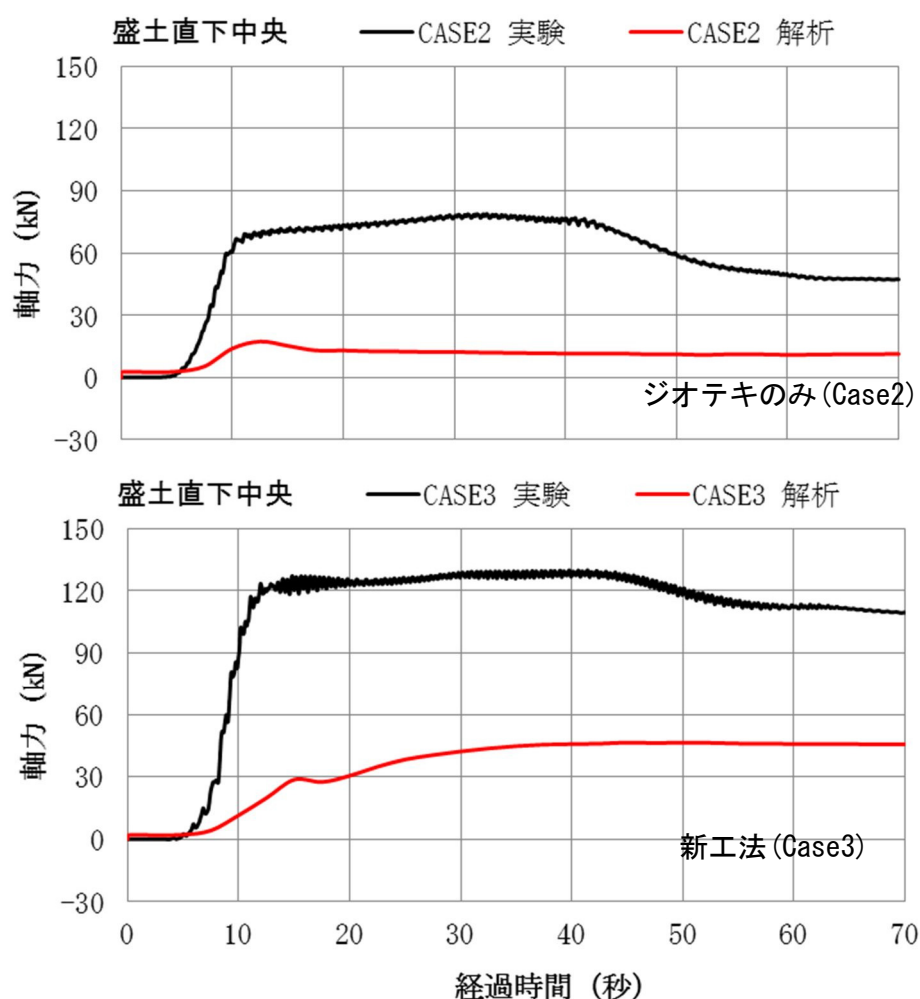


図 3.3.3-8 実験結果と解析結果の比較

## 5) 解析と実験の最終変位量の比較

表 3.3.3-5 に、解析と実験の最終変位量の比較を示す。ここでは、無対策の変位量に対する対策工の変位量比(沈下比・拡幅比＝対策工の変位量／無対策の変位量)の値も示している。以下にその結果を箇条書きで示す。

- ・無対策(case1)の沈下量は、盛土天端中央で実験値 1.13m に対し解析値 1.38m となり、解析値は 20%以上の過大な値となった。新工法(case3)の沈下量も、実験値 0.81m に対し解析値 1.03m となり、解析値は 30%近くの過大な値となった。以上より、解析値の沈下量の再現性は低い結果となった。
- ・盛土天端中央の沈下比：新工法(Case3)は実験値 72%，解析値 75%となり、解析が実験よりやや安全側の結果となった。
- ・盛土法肩部の沈下比：ジオテキのみ(Case2)は実験値 87%に対し解析値 82%，新工法(Case3)は実験値 66%に対し解析値 61%である。解析値が若干大きくなっており、やや危険側の結果となった。
- ・水平変位量の解析値：実験値と比べて、無対策(Case1)は大幅に小さい値、ジオテキのみ(Case2)は大きな値、新工法(Case3)は同等程度であり、体積ロッキング等による影響が考えられるため再現性には課題がある。

表 3.3.3-5 解析結果と実験結果の比較

CASE		沈下量 (m)		水平変位量 (m)
		盛土中央	盛土法肩	盛土法尻
1	実験 (沈下比・拡幅比)	1.13 (100%)	1.15 (100%)	0.5 (100%)
	解析 (沈下比・拡幅比)	1.38 (100%)	1.03 (100%)	0.26 (100%)
2	実験 (沈下比・拡幅比)	測定不能	1.00 (87%)	0.2 (40%)
	解析 (沈下比・拡幅比)	1.13 (82%)	1.16 (82%)	0.30 (115%)
3	実験 (沈下比・拡幅比)	0.81 (72%)	0.76 (66%)	0.10 (20%)
	解析 (沈下比・拡幅比)	1.03 (75%)	0.63 (61%)	0.09 (35%)



### 3.3.3.2 遠心模型実験（その2）の数値シミュレーション

#### （1）解析概要

##### 1) 解析モデル

ここでの数値シミュレーションは，無対策(case4)，砕石のみ(case5)，新工法(case6)の実験結果その2を再現した解析的検討を示したものである。

図 3.3.3-9 に，解析モデル(新工法：case6)を示す．このモデルは遠心模型実験（その2）を再現したものであり，実物大換算のスケールで示している．盛土及び地盤条件は，遠心模型実験(その2)と同様である．新工法の解析時は，盛土直下に厚さ 1m の砕石とジオシンセティックス，並びに実験で観察された過剰間隙水圧消散効果として，不完全液状化層(厚さ 1m，3.3.5 参照)を設けた．ここでの不完全液状化層は，砕石層相当の透水性と仮定した．境界条件は，底面が水平・鉛直方向を固定，側方が水平方向固定，鉛直方向自由とした．地下水位は地表から-0.5mの位置とし，地下水面を排水境界，その他の面を非排水境界とした．

なお，砕石のみ(case5)は，図 3.3.3-9 からジオシンセティックスを省いた解析モデルである．また，無対策(case4)は，図 3.3.3-9 から砕石及びジオシンセティックスを除いた解析モデルとなる．

図 3.3.3-10 に，振動台で測定された加速度波形を示す．解析では，加速度波形をモデル底面から加振している．

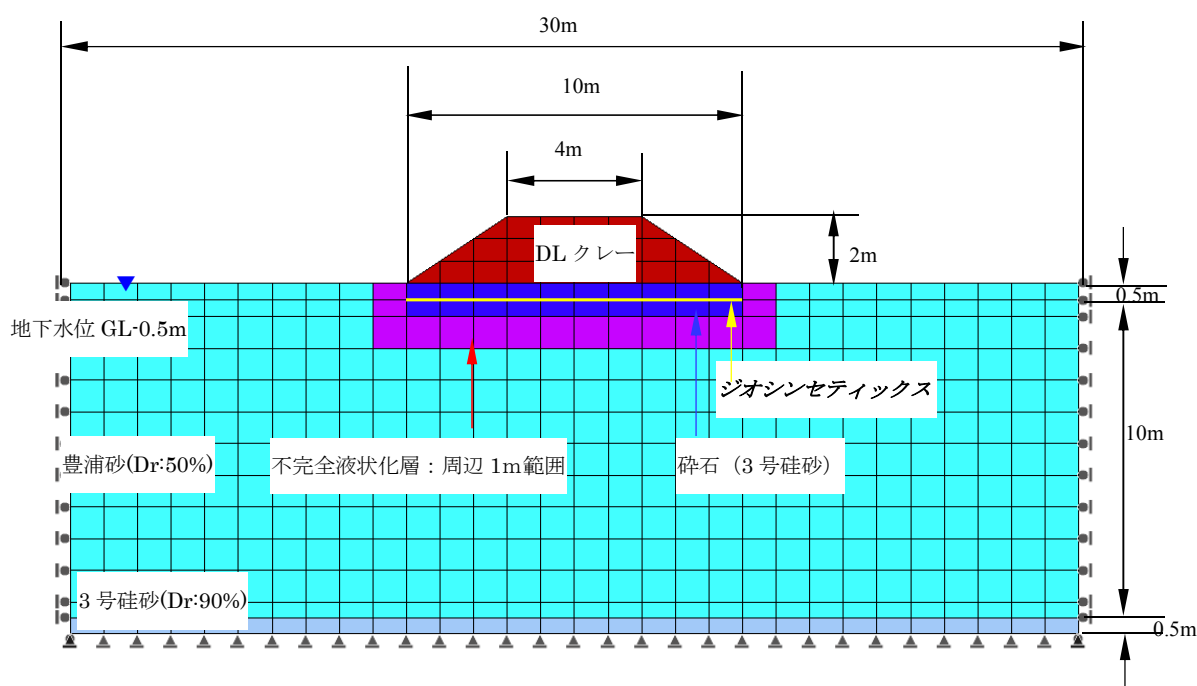


図 3.3.3-9 解析モデル

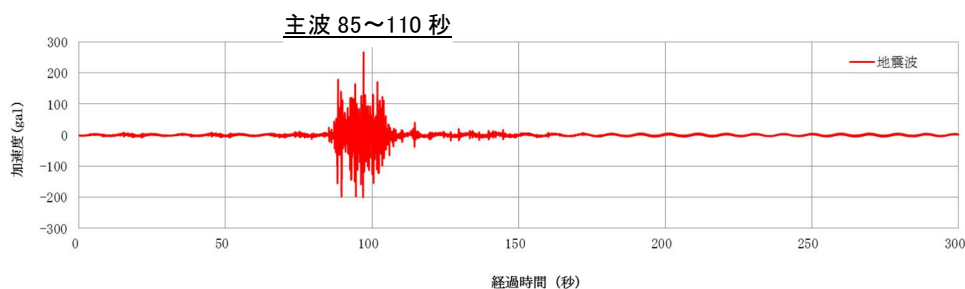


図 3.3.3-10 入力地震度

## 2) 材料モデル

表 3.3.3-6 に、材料モデルとその特徴を示す。(その 1) と同様のモデルである。

盛土材のモデルは、非液状化層であること及び、地震により発生する地盤の動的ひずみ特性を考慮できる一般的な全応力モデルの R-O モデルを選定した。砕石層のモデルは、過剰間隙水圧が発生しない条件とし、R-O モデルではジオシンセティックスモデルの張力が発揮されなかったため、ジオシンセティックスモデルの張力が求められた一般的な全応力の弾完全塑性モデルを選定した。基盤層も同様の弾完全塑性モデルとした。液状化層は、LIQCA 解析に適合した繰返し弾塑性モデル (Oka-model) を選定した。ジオシンセティックスは梁モデルとし、砕石層の平面ひずみ要素との節点を共有させた。これより、砕石層のひずみがジオシンセティックスに分担されることとなり、その結果、ジオシンセティックスに張力が発現されることとなる。

表 3.3.3-6 材料モデル

材料名	適用モデル	特徴
⑥ 盛土材 (DL クレー)	R-O モデル (非線形モデル) (Ramberg-Osgood model)	ひずみ領域に応じた地盤の動的変形挙動を考慮できる一般的な全応力モデル
⑦ 砕石層 (3 号硅砂)	弾完全塑性モデル (Mohr-Coulomb model)	過剰間隙水圧が発生しない一般的な全応力モデル
⑧ 液状化層 (豊浦砂)	繰返し弾塑性モデル (Oka model)	砂地盤の液状化強度曲線やサイクリックモビリティ挙動を精度よく表現できる有効応力モデル
⑨ 基盤層 (3 号硅砂)	弾完全塑性モデル (Mohr-Coulomb model)	過剰間隙水圧が発生しない一般的な全応力モデル
⑩ ジオシンセティックス (パラリンク)	梁モデル	ジオシンセティックスに発生する軸力を表現できる梁モデル

### 3) 解析ケース

表 3.3.3-7 に、解析ケースを示す。

表 3.3.3-7 検討ケース

ケース	モデル
<b>CASE4:無対策</b> ① 盛土材 (DL クレー) →平面ひずみ要素 ② 液状化層 (豊浦砂) →平面ひずみ要素 ③ 基盤層 (3 号珪砂) →平面ひずみ要素	
<b>CASE5:砕石層のみ</b> ① ③は上記と同様 ④ 砕石層 (3 号珪砂) →平面ひずみ要素	
<b>CASE6:新工法 (SECURE-G)</b> ①②③④は上記と同様 ⑤ジオシンセティックス→梁要素 ⑥不完全液状化層→平面ひずみ要素	

### 4) パラメータ設定

#### ①パラメータの一覧表

表 3.3.3-8 と表 3.3.3-9 に、初期応力解析及び動的有効応力解析に用いたパラメータを示す。実験条件（相対密度，間隙比等）及び中空ねじり試験結果を基に設定した。

表 3.3.3-8 初期応力解析に用いたモデルパラメータ

パラメータ名		盛土材 (DLクレー)	砕 石 (3号珪砂)	液状化層 (豊浦砂)	基盤 (3号珪砂)	ジオシンセティックス (ペーリング)
モデル化		弾完全塑性 (Mohr-Coulomb) モデル				梁モデル
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15.0	19.2	18.7	19.2	—
無次元初期弾性係数	$E_0 / \sigma'_m$	2967	2632	3005	870	—
ポアソン比	$\nu$	0.333	0.333	0.333	0.333	—
粘着力	$C$ (kN/m <sup>2</sup> )	14	10	3	10	—
内部摩擦角	$\Phi$ (°)	35	35	38	35	—
引張剛性	$EA$ (kN/m)	—	—	—	—	3000
曲げ剛性	$EI$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	—	—	—	—	$1.0 \times 10^{-5}$

表 3.3.3-9 動的解析に用いたモデルパラメータ

パラメータ名		盛土材 (DLクレー)	砕 石 (3号珪砂)	液状化層 (豊浦砂)	基盤 (3号珪砂)	ジョイントセグメント (ハ・ラリンク)
モデル化		非線形 R-0モデル	弾・完全塑性 MCモデル	繰返し弾塑性 Okamotoモデル	弾・完全塑性 MCモデル	梁モデル
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15.0	19.2	18.7	19.2	-
無次元初期弾性係数	$E_0/\sigma'_m$	-	2632	-	870	-
ポアソン比	$\nu$	0.333	0.333	0.333	0.333	-
粘着力	$C$ (kN/m <sup>2</sup> )	14	10	3	10	-
内部摩擦角	$\Phi$ (°)	35	35	38	35	-
引張剛性	$EA$ (kN/m)	-	-	-	-	3000
曲げ剛性	$EI$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	-	-	-	-	$1.0 \times 10^{-5}$
透水係数	$k$ (m/sec)	-	-	$2.0 \cdot 10^{-4}$	-	-
初期間隙比	$e_0$	1.206	-	0.809	-	-
圧縮係数	$\lambda$	-	-	0.009	-	-
膨潤係数	$\kappa$	-	-	0.0001	-	-
無次元初期せん断係数比	$G_0/\sigma'_m$	-	-	2259	-	-
過圧密比	OCR	-	-	1.0	-	-
変相応力比	$M^*_m$	-	-	0.909	-	-
破壊応力比	$M^*_f$	-	-	1.158	-	-
硬化パラメータ	$B_0$	-	-	5000	-	-
硬化パラメータ	$B_1$	-	-	50	-	-
硬化パラメータ	$C_f$	-	-	-	-	-
異方性消失のパラメータ	$C_d$	-	-	2000	-	-
基準ひずみ (塑性剛性)	$\gamma^{p*}_{\gamma}$	-	-	0.001	-	-
基準ひずみ (弾性剛性)	$\gamma^{e*}_{\gamma}$	-	-	0.010	-	-
ダレイタシ係数	$D_0$	-	-	0.10	-	-
ダレイタシ係数	$n$	-	-	3.0	-	-
せん断弾性係数のパラメータ a		8639.0	-	-	-	-
せん断弾性係数のパラメータ b		0.5	-	-	-	-
R-0パラメータ	$\alpha$	2.8	-	-	-	-
R-0パラメータ	$\gamma$	1.9	-	-	-	-

## ②盛土材(DL クレー)の動的変形特性「R-O モデル」

図 3.3.3-11 に、R-O モデルの理論式から得られる動的変形特性を示す。また、表 3.3.3-9 に、用いた R-O モデルのパラメータを示す。ここでの動的変形特性とは、ひずみに依存する非線形特性「 $\gamma \sim G$  や  $\gamma \sim h$  関係」である。ここで、 $G/G_0$ ：せん断剛性比、 $h(\%)$ ：減衰定数(%)、 $\gamma$ ：せん断ひずみである。

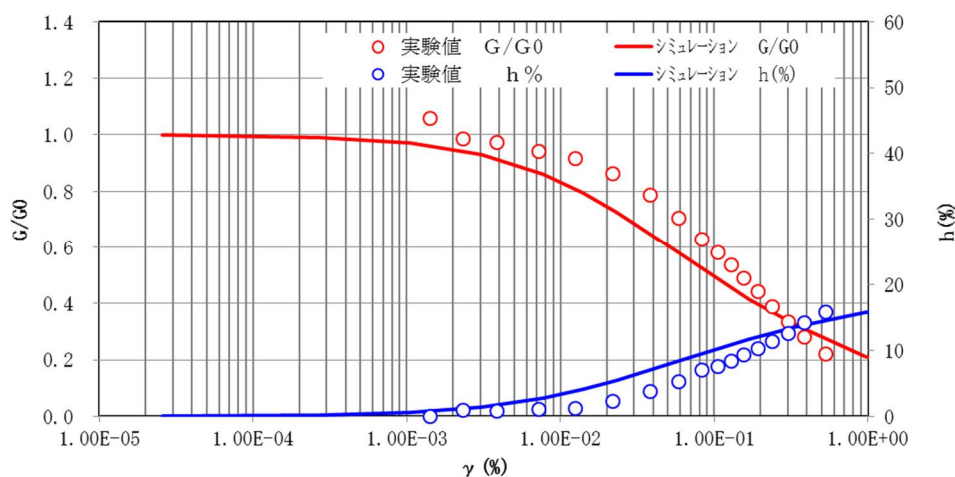


図 3.3.3-11 盛土材の動的変形特性

## ③液状化層(豊浦砂)の液状化強度曲線「0ka モデル」

豊浦砂のパラメータは、液状化強度試験に対して要素シミュレーションを行うことで設定した。目標は、両振幅ひずみ 7.5%における繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係である。ここで、繰返し回数 20 回時の繰返しせん断応力比は 0.16 程度である。図 3.3.3-12 に、設定したパラメータによる液状化強度曲線を示す。図中には、中空ねじり試験から得られた値も示している。

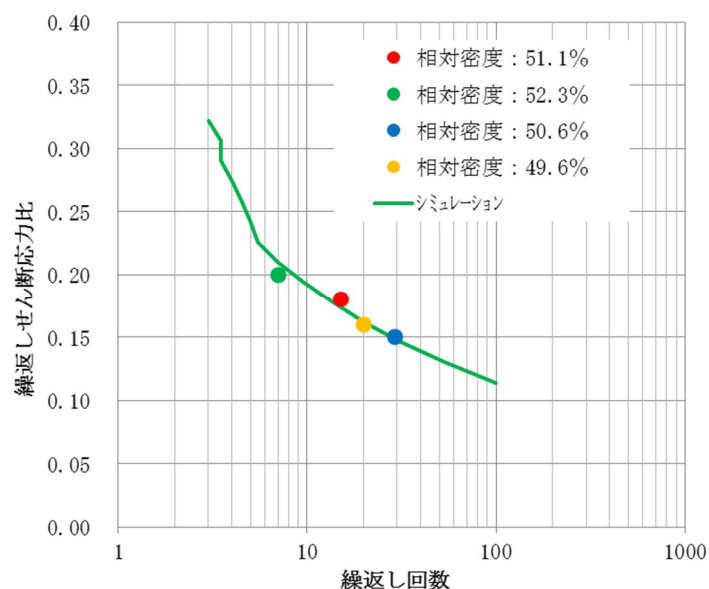


図 3.3.3-12 液状化強度曲線（豊浦砂）

## 5) 初期応力解析・動的有効応力解析の概要

解析のポイントを以下に示す。

- ・初期応力解析は、対象 FEM モデル全ての土層について弾完全塑性(Mohr-Coulomb)モデルを適用し、要素の有効重量を荷重（100 分割の増加解析）として与えた。初期応力解析は液状化発生前の地盤及び盛土の応力状態を表現したものであり、ここでの変形はリセット（ゼロ）としている。
- ・動的有効応力解析は、初期応力解析で算定した応力状態で、盛土材を非線形 R-O モデル、液状化層に繰返し弾塑性 Oka モデル、その他を弾完全塑性 MC モデルで適用し、入力地震動を入力して時系列の沈下量や過剰間隙水圧等を求めた。
- ・ジオシンセティックスを梁でモデル化した。新工法(Case3)は、実験において碎石層内のジオシンセティックスが拘束されてひずみが発生していたことから、それを評価するためにジョイント要素を使用していない。
- ・動的有効応力解析の計算時間は入力地震動を与えた 300 秒であり、その後の圧密解析は実施していない。

## (2) 解析結果

### 1) 盛土天端中央沈下量

図 3.3.3-13 に、盛土天端中央沈下量の解析結果と実験結果の比較を示す。以下にその結果を箇条書きで示す。

- ・解析結果は、各 Case とも、主揺動が作用する 90 秒から主揺動終了付近の 110 秒までに、一定勾配で沈下が増加する。実験値は、ほぼ同様の 85 秒から 105 秒までに沈下が増加しており、5 秒程度の時間のずれが生じている。105 秒までの沈下量は、実験値に比べ解析値が小さくなっている。
- ・無対策(Case4)：実験値は、87～105 秒程度まで一定勾配で沈下が進み、その後は収束する傾向を示す。解析値も、90 秒付近から一定勾配で沈下が進み、110 秒以降に収束する傾向を示し、115 秒までは実験値より小さい沈下量であるが、その後実験値より大きな沈下量となる。最終沈下量は、実験値 0.43m、解析値 0.44m とほぼ同等の値である。
- ・碎石のみ(Case5)：解析値は、90 秒付近から一定勾配で沈下が進んでいるが、110 秒付近から沈下が収束する。105 秒付近で実験値の沈下量と重なり、その後実験値より大きな沈下量を示す。最終沈下量は、実験値 0.32m、解析値 0.37m であり、やや解析値が大きい値を示す。
- ・新工法(Case6)：120 秒付近で実験値と解析値が重なり、その後は解析値のほうが実験値より沈下量が大きくなる。最終沈下量は、実験値 0.27m、解析値 0.28m とほぼ同等の値になる。

液状化時の盛土天端中央沈下量は、途中段階（110 秒程度まで）は実験値と解析値の挙動に差が生じているが、最終沈下量は、各 Case ともに同等または解析値が大きな（安全側の）値を示している。

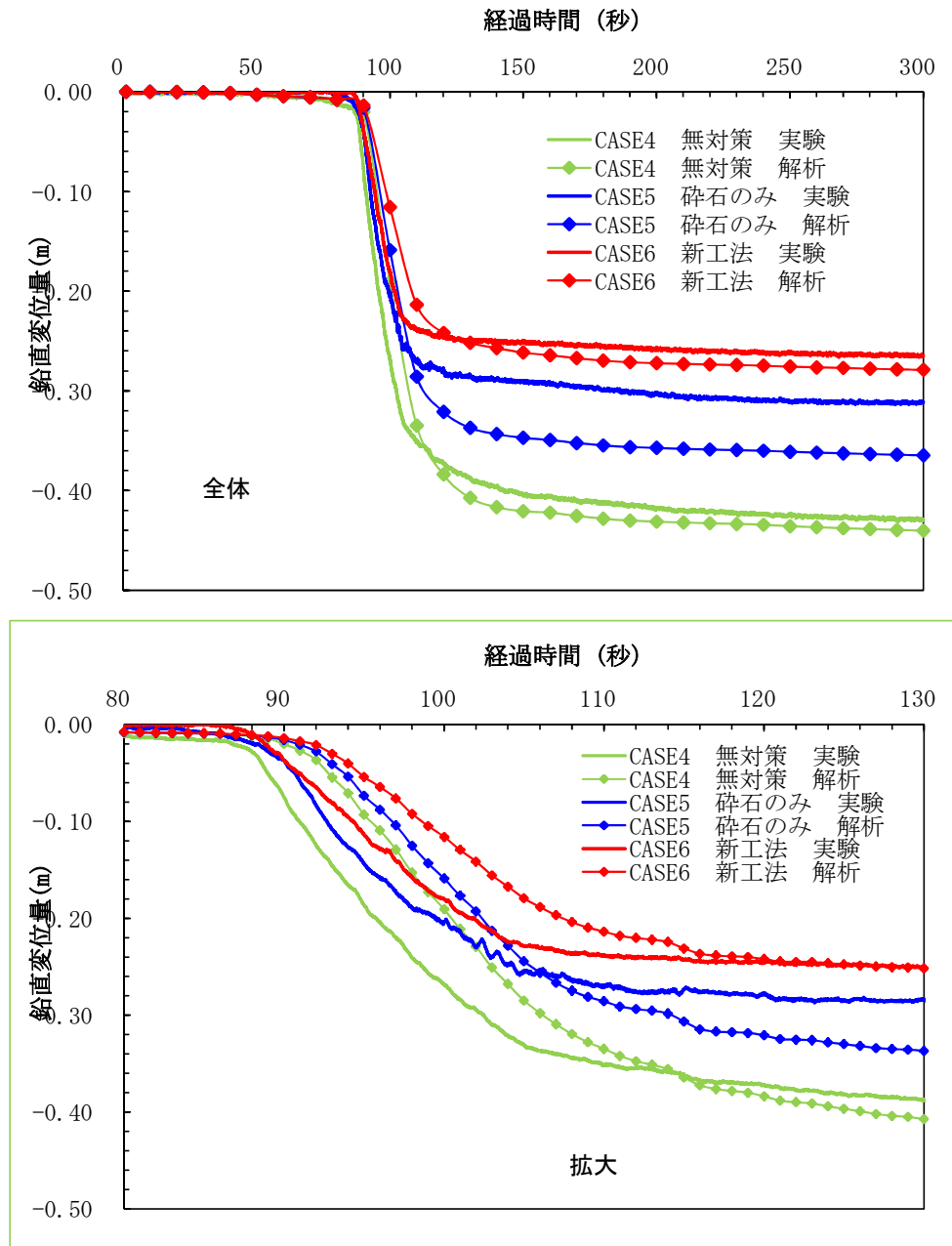


図 3.3.3-13 盛土天端中央の沈下量の経時変化の比較

## 2) 盛土法肩沈下量

図 3.3.3-14 に、盛土法肩沈下量の解析結果と実験結果の比較を示す。以下にその結果を簡条書きで示す。

- 全ての Case において解析値は、主揺動加振 90 秒付近から沈下が生じ、110 秒程度まで一定勾配で沈下が増加し、その後沈下が収束する。なお、110 秒程度までは全ての case の解析値が、実験値より小さい値を示している。
- 無対策(Case4)：130 秒付近までの解析値は、実験値より沈下量が小さな値を示す。実験値は、110 秒程度から沈下が緩やかになり収束する傾向を示すが、解析値は、130 秒付近か



ら沈下が収束する。最終沈下量は、実験値 0.43m、解析値 0.43mと一致している。

- ・ 砕石のみ(Case5)：120 秒付近から、沈下が収束する傾向を示す。解析値は、実験値の沈下量を下回る傾向を示している。最終沈下量は、実験値 0.37m、解析値 0.35m であり、解析値がやや小さな値となる。
- ・ 新工法(Case6)：沈下収束は、砕石のみ(Case5)と同様の傾向を示す。最終沈下量は、実験値 0.29m、解析値 0.27m であり、解析値がやや小さな値となる。

液状化時の法肩沈下量は、無対策(Case4)の最終沈下量は解析値と実験値が一致し、砕石のみ(Case5)及び新工法(Case6)の最終沈下量は、解析値が実験値に比べやや小さな値となった。

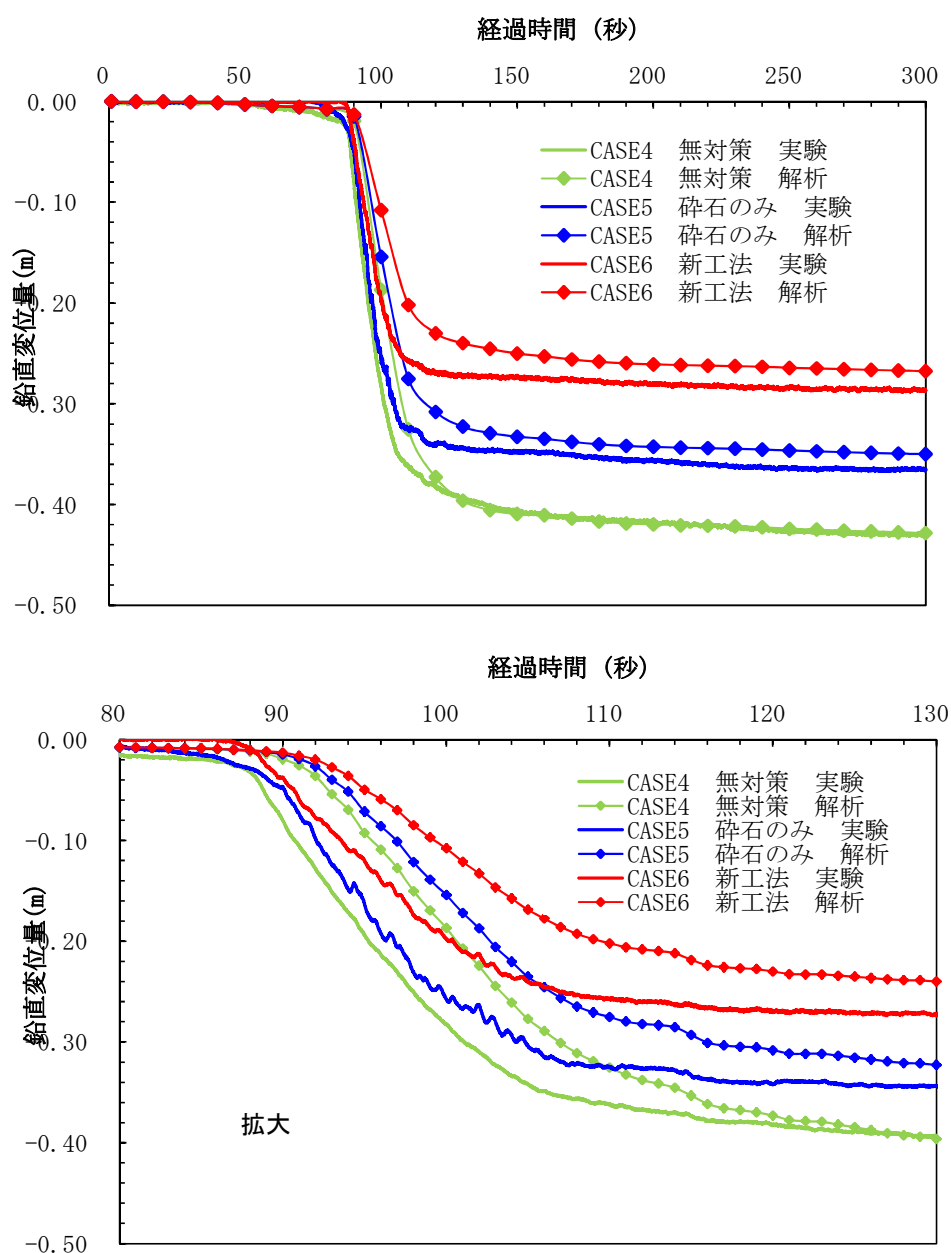


図 3. 3. 3-14 盛土法肩の沈下量の経時変化の比較

### 3) 法尻水平変位量

図 3.3.3-15 に加振後の法尻水平変位量を示す．無対策(Case4)が最大値を示し，実験値が 0.12m に対して解析値は 0.04m である．砕石のみ(Case5)は実験値が 0.09m に対し，解析値は 0.02m である．新工法(Case6)は実験値が 0.04m に対し，解析値は 0.01m である．いずれも，解析値が実験値より小さな値となり，解析の再現性は低い．FEM 解析での水平変位量は，体積ロッキング（メッシュが等体積条件のため変形を阻害する現象）により過小評価されることがあり，全 case その影響が考えられる．なお，無対策(Case4)の法尻水平変位量に対し，砕石のみ(Case5)と新工法(Case6)の順に低下する傾向は，実験と同様の結果を得た．

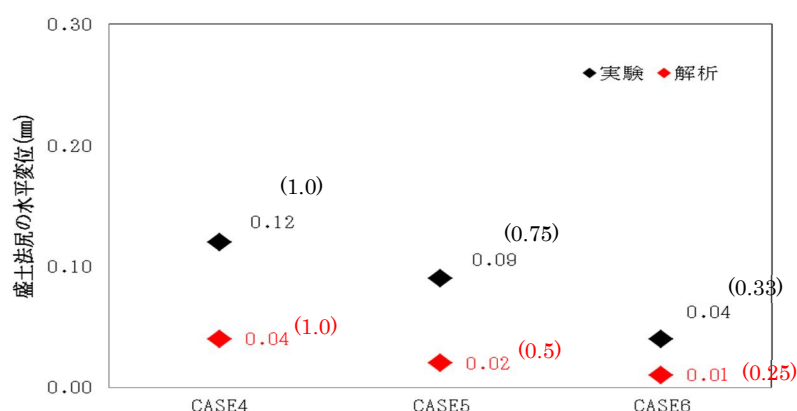


図 3.3.3-15 加振後の法部水平変位量の比較

### 4) ジオシンセティックスの引張力

図 3.3.3-16 に，ジオシンセティックスに発生した引張力の実験値と解析値の比較を示す．ここで実験値は，解析で求められる値と対比するために，加振後に発生した計測ひずみにジオシンセティックスの引張剛性  $EA=3000\text{kN/m}$  を乗じて求めた(引張力=引張剛性×ひずみ)．実験値は，沈下が進行する時間と同じ 80 秒程から引張力が生じ始めた．解析値は，90 秒から引張力が発生し，若干の時間のずれが生じた．実験値は，120 秒で最大値を示した後に引張力が減少したが，解析値は最大値を示した後に一定の引張力となった．ここで，最大引張力は，実験値 43kN に対して解析値 23kN であった．

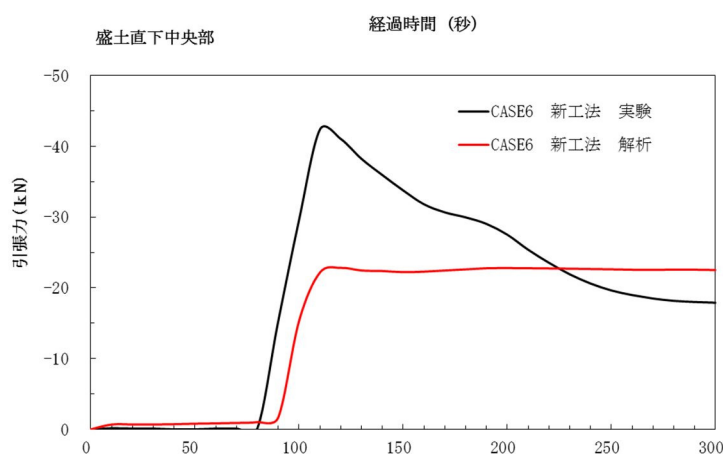


図 3.3.3-16 実験値と解析値の補強材引張力（新工法：CASE6）

## 5) 解析と実験の最終変位量の比較

表 3.3.3-10 に、解析と実験の最終変位量の比較を示す．ここには、無対策の変位量に対する対策工の変位量の比(沈下比および拡幅比＝対策工の変位量／無対策の変位量)も示した．以下に箇条書きで整理する．

- ・無対策(case4)の沈下量は、盛土天端中央で実験値 0.43m に対し解析値 0.44m となり、解析値は同等の値となった．砕石のみ(case5)の沈下量は、実験値 0.32m に対し解析値 0.37m とほぼ同等でやや安全側の値である．また、新工法(case3)の沈下量も、実験値 0.27m に対し解析値 0.30m とほぼ同等でやや安全側の値である．以上より、解析値の沈下量の再現性は、その 1 解析結果より大幅に高い結果となった．
- ・盛土天端中央の沈下量：砕石のみ(Case5)は、実験値 74%に対して解析値 84%であり、新工法(Case6)は、実験値 60%に対して解析値 68%であった．解析値は、実験値よりやや安全側の結果を示した．
- ・盛土法肩部の沈下量：砕石のみ(Case5)は、実験値 86%に対して解析値 81%であり、解析値の変形抑制がやや大きくなった．新工法(Case6)は、実験値 67%に対して解析値 70%であり、解析値は実験値よりやや安全側の結果を示した．
- ・盛土法尻の水平変位量：砕石のみ(Case5)は、実験値 67%に対して解析値 50%であり、新工法(Case6)は、実験値 33%に対して解析値 25%となった．水平変位量の抑制は、解析値の方が低い結果となっている．FEM 解析での水平変位量は、体積ロッキングにより過小評価されることがあり、その影響が考えられる．

以上より、沈下量及び水平変位量の両方を再現する解析には、今後、手法・モデル化等に課題を要するものの、最終沈下量については再現性が高い結果が得られたと考えている．

表 3.3.3-10 解析結果と実験結果の最終変位量の比較

CASE		沈下量 (m)		水平変位量 (m)
		盛土中央	盛土法肩	盛土法尻
4	実験 (沈下比・拡幅比)	0.43 (100%)	0.43 (100%)	0.12 (100%)
	解析 (沈下比・拡幅比)	0.44 (100%)	0.43 (100%)	0.04 (100%)
5	実験 (沈下比・拡幅比)	0.32 (74%)	0.37 (86%)	0.08 (67%)
	解析 (沈下比・拡幅比)	0.37 (84%)	0.35 (81%)	0.02 (50%)
6	実験 (沈下比・拡幅比)	0.27 (60%)	0.29 (67%)	0.04 (33%)
	解析 (沈下比・拡幅比)	0.30 (68%)	0.3 (70%)	0.01 (25%)

### 3. 3. 4. 動的有効応力 F E Mによる新工法の適用性検討

3.3.3 では、遠心模型実験(その1, その2)について、動的有効応力 FEM(LIQCA)を用いて変形抑制効果の再現を行った。遠心模型実験(その2)の動的有効応力 FEM では、加振途中の沈下挙動に差はあるものの、最終沈下量は実験値の再現性が高いとともに、新工法の沈下抑制は、実験値に比べ安全側の解析結果を示した。そこで、本項では、遠心模型実験(その2)の動的有効応力 FEM パラメータを基に、種々の現場条件を想定したパラメータスタディ解析を行い、新工法の適用性を検討した。

本項では、動的有効応力 FEM を用いて、盛土高さ、液状化層厚、地盤条件、碎石層厚の影響について、新工法の適正を検討したものである。

#### 3.3.4.1 盛土高さの影響

##### (1) 目的と概要

遠心模型実験は、遠心実験装置の大きさの制約から盛土高さ 2m 及び 4mの実施となっている。ここでは、盛土高さ 10m までを対象に、新工法の対策効果(沈下抑制)を確認するため、動的有効応力 FEM(LIQCA)による数値解析検討を行うものである。

図 3.3.4-1 にモデル図を示す。本数値解析の条件は、以下のとおりである。

##### 【数値解析の条件】

- ・ 模型実験は、法尻からの距離確保に限界があり比較的側面境界は狭くなっているが、本解析では十分に広い側面境界を設定した。ここで、法尻～境界間の距離は、FEM 解析で一般に影響を回避する処置として設定される盛土法尻幅の 2 倍とした。
- ・ 解析モデルは、実際の道路盛土に近づくように配慮した。盛土の天端幅は 12m (2 車線道路幅程度) とし、のり面勾配は実験と同様の 1:1.5 とした。また、盛土材の土質定数は、一般的に設計値として設定される単位体積重量  $\gamma_t=19.0\text{kN/m}^3$ , 粘着力  $c=0\text{kN/m}^2$ , 内部摩擦角  $\phi=30^\circ$  とした。
- ・ 地盤条件は、基礎地盤層厚 11m (地下水位 GL-1m), 液状化層厚 10m とし、基礎地盤下部には、厚さ 2.5m の基盤層を配置した。なお、有効応力解析の液状化パラメータは、3.3.3 の値をそのまま使用した。
- ・ 新工法は表層に設置する。碎石層厚さは 2.0m とし、ジオシンセティクスモデルは碎石厚さ方向中央に 1 枚敷設した。碎石層周辺の不完全液状化層は、3.3.3 実験再現の解析と同様とし、碎石層周辺 1m 厚についての透水係数は碎石層と同等の値とした。
- ・ 入力地震波は、一般的な設計で使われるⅢ種地盤を対象とした道路橋示方書神戸波 Type2-3-2(Max557gal)を使用した。

表 3.3.4-1 に、解析ケースを示す。解析 case は、盛土高 2m, 4m, 6m, 8m, 10m であり、無対策時と新工法対策時において実施した。新工法で設置されるジオシンセティックスの剛性は  $E_t(A)=3000\text{kN/m}$  である。

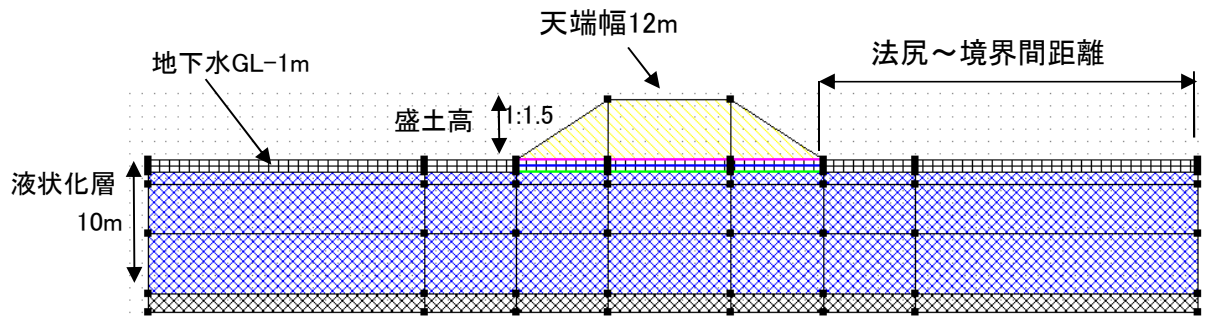


図 3.3.4-1 解析モデル図

表 3.3.4-1 盛土高の影響検討 解析ケース

CASE	盛土高 (m)	ジオシンセティック イック EA(kN/m)	砕石厚 (m)	砕石 E (MN/m <sup>2</sup> )	備考
PS-1	2	—	—	—	盛土高 2m 無対策
PS-2	2	3000	2	200	盛土高 2m 新工法
PS-3	4	—	—	—	盛土高 4m 無対策
PS-4	4	3000	2	200	盛土高 4m 新工法
PS-5	6	—	—	—	盛土高 6m 無対策
PS-6	6	3000	2	200	盛土高 6m 新工法
PS-7	8	—	—	—	盛土高 8m 無対策
PS-8	8	3000	2	200	盛土高 8m 新工法
PS-9	10	—	—	—	盛土高 10m 無対策
PS-10	10	3000	2	200	盛土高 10m 新工法

表 3.3.4-2 に、入力パラメータを示す。動的有効応力 FEM に使用したモデルは、以下の通り 3.3.3 と同様としている。

- ・盛土：非線形 R-O モデル
- ・液状化層：OKa らの繰返し弾塑性モデル
- ・砕石：Mohr-Coulomb モデル

なお、解析ステップとしては、初期応力解析～動的有効応力解析を実施し、地震動終了後の最終形の盛土の沈下量を求めている。

表 3.3.4-2 入力パラメータ

パラメータ名		盛土 砂質土	砕石 珪砂3号	液状化層 豊浦砂	基盤 珪砂3号
モデル化		非線形 R-0モデル	弾・完全塑性 MCモデル	繰返し弾塑性 Okamotoモデル	弾・完全塑性 MCモデル
透水係数	$k \text{ (m/sec)}$	—	—	2.0.E-04	—
初期間隙比	$e_0$	1.180	0.873	0.791	—
圧縮係数	$\lambda$	—	—	0.009	—
膨潤係数	$\kappa$	—	—	0.0001	—
無次元初期せん断係数比	$G_0 / \sigma'_m$	—	—	2259	—
過圧密比	OCR	—	—	1.0	—
変相応力比	$M_m^*$	—	—	0.909	—
破壊応力比	$M_f^*$	—	—	1.158	—
硬化パラメータ	$B_0$	—	—	5000	—
硬化パラメータ	$B_1$	—	—	50	—
硬化パラメータ	$C_f$	—	—	—	—
異方性消失のパラメータ	$C_d$	—	—	2000	—
基準ひずみ（塑性剛性）	$\gamma^{p*}_\gamma$	—	—	0.001	—
基準ひずみ（弾性剛性）	$\gamma^{e*}_\gamma$	—	—	0.010	—
ダレイタシ係数	$D_0$	—	—	0.10	—
ダレイタシ係数	$n$	—	—	3.0	—
せん断弾性係数のパラメータ	$a$	3963.0	—	—	—
せん断弾性係数のパラメータ	$b$	0.5	—	—	—
R-0パラメータ	$\alpha$	1.2	—	—	—
R-0パラメータ	$\gamma$	2.5	—	—	—

## (2) 解析結果（沈下量）

図 3.3.4-2 に、盛土高さと盛土天端中央沈下量および法肩沈下量を示す。また、図 3.3.4-3 に、無対策の沈下量を 1.0 とした対策後の沈下（沈下比）を示す。

- ・最終沈下量の傾向：盛土天端中央が法肩より大きい値を示した。これは、盛土幅が広く液状化層が深いため、盛土中央の沈み込み沈下が卓越したためと考える。
- ・無対策の最終沈下量：盛土高 2m の場合が最も大きく、盛土天端中央で 1.2m、法肩で 0.9m であった。盛土高が高くなるにつれて、沈下量は低減した。これは、盛土の拘束圧により、液状化しにくくなったためと考える。
- ・新工法の最終沈下量：盛土天端中央は、盛土高 2m の場合に最大値 0.7m を示す。法肩は、盛土高 4m の場合に最大値 0.55m を示す。また、盛土高 10m の場合に、盛土天端中央および法肩ともに、最小値 0.3m を示す。
- ・新工法の沈下抑制：盛土高さに応じて沈下比に差異は見えるが、実験値と同様の 70% 以下の抑制効果を示している。これより、盛土高 10m 程度までは、新工法により最大沈下量の抑制効果が発揮され则认为る。

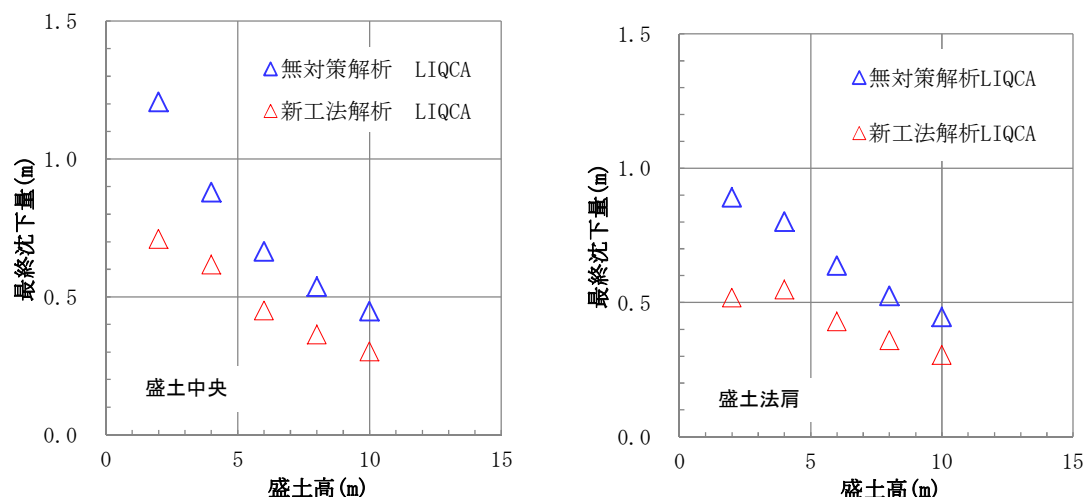


図 3.3.4-2 盛土高さと最終沈下量(盛土中央と盛土法肩)

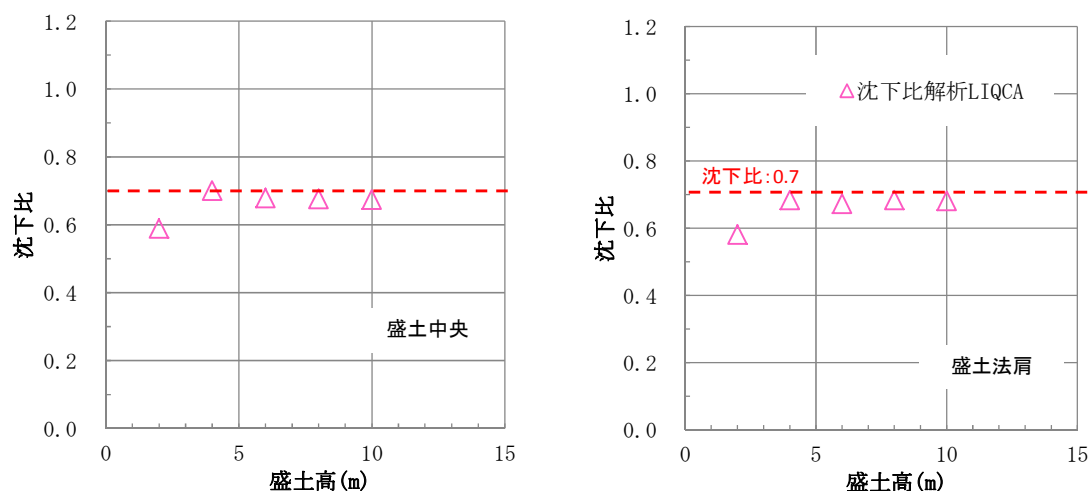


図 3.3.4-3 盛土高さと最終沈下比(盛土中央と盛土法肩)



### (3) 解析結果（法尻水平変位量）

図 3.3.4-4 に、盛土高さと法尻水平変位量を示す。また、図 3.3.4-5 に、盛土高さと無対策の拡幅量を 1.0 とした対策後の拡幅量（拡幅比）を示す。

- ・無対策の法尻水平変位量：盛土高 2m の場合が 0.22m と最も小さい。これは、盛土高が低いことにより、作用せん断応力が低いためと考える。盛土高が高くなるにつれ増加するが、盛土高 6m 以降は 0.33m 程度と頭落ちを示す。これは、盛土の拘束圧の増加により、液状化しにくくなった影響と考える。
- ・新工法の法尻水平変位量：盛土高 2m の場合が 0.11m と最も小さく、無対策時と同様の傾向を示す。盛土高 6m の場合が 0.20m と最大値を示し、盛土高 10m の場合になると 0.14m と減少する。これは、無対策と同様の理由（盛土の拘束圧増加により液状化しにくくなった影響）と考える。
- ・本来は、盛土高が高くなるにつれてせん断応力が増加するので、法尻の水平変位量は増加すると予想されるが、盛土高 6m からは、せん断応力の増加より液状化のしにくさが卓越し、解析結果のような法尻水平変位量の頭打ちや減少が見られたと考える。
- ・新工法による法尻水平変位量の抑制効果は、拡幅比が 0.4～0.6 とバラつきが見られる。

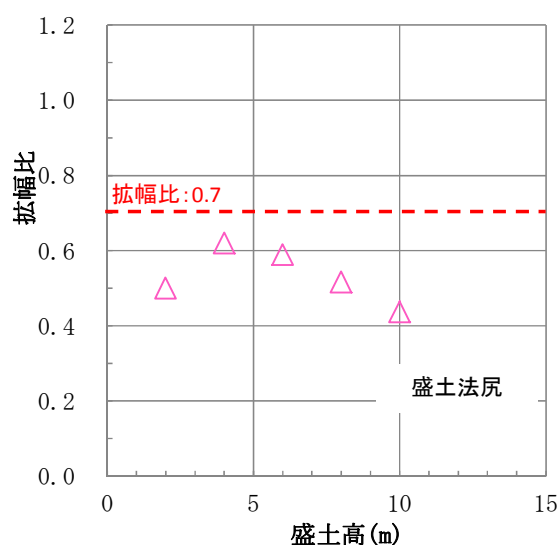


図 3.3.4-4 盛土高さと法尻水平変位量

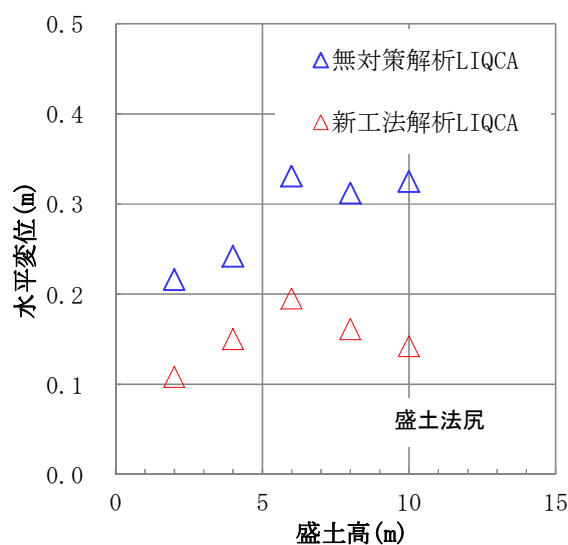


図 3.3.4-5 盛土高さと拡幅比

表 3.3.3-10 の解析結果と実験結果との対比に示したように、解析結果は実験結果より少なめの水平変位量が求められている。この理由は、FEM 解析における水平変位量は、体積ロッキング（メッシュが等体積条件のため変形を阻害する現象）により過小評価されたためと考える。また、砕石層の剛性がジオシンセティックスの補強効果で増加した可能性もあり、これら相互作用を考慮した解析モデル化には検討の余地がある。

なお、解析によって水平変位量を評価するには注意が必要であり、現段階では、参考値として取り扱う必要がある。

### 3.3.4.2 液状化層厚の影響

#### (1) 目的と概要

ここでは、液状化層厚の影響を確認するため、動的有効応力 FEM(LIQCA)による数値解析を行う。ここで、盛土条件、新工法の砕石層厚、入力地震波及び検討ケース等は、3.3.4.1 と同様とし、液状化層厚のみを 10m から 5m に変更した。

#### (2) 解析結果（沈下量）

図 3.3.4-6 に、盛土高さで盛土天端中央沈下量および法肩沈下量を示す。また、図 3.3.4-7 に、盛土高さで無対策の場合の沈下量を 1.0 とした対策後の沈下量（沈下比）を示す。

- ・盛土の最大沈下量は盛土高 2m の場合であり、盛土天端中央が 0.25m、法肩が 0.20m と小さい。液状化層厚 10m の解析結果と比べると、30%程度の値である。
- ・新工法による沈下抑制効果は、沈下比が 0.4～0.5 程となり、液状化層厚 10m の解析結果より大きい。新工法は、液状化層厚が浅くなると沈下抑制効果が向上する。

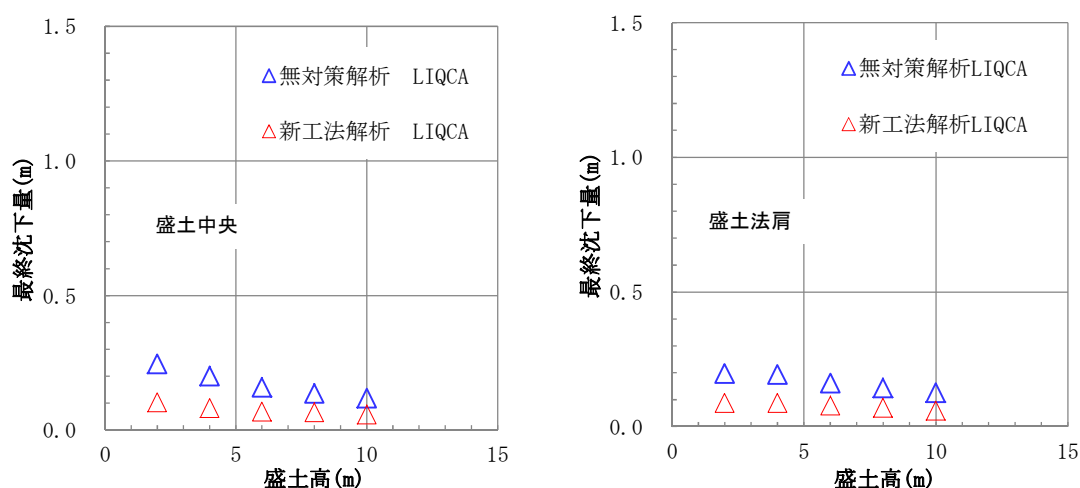


図 3.3.4-6 盛土高さと最終沈下量（盛土中央と盛土法肩）

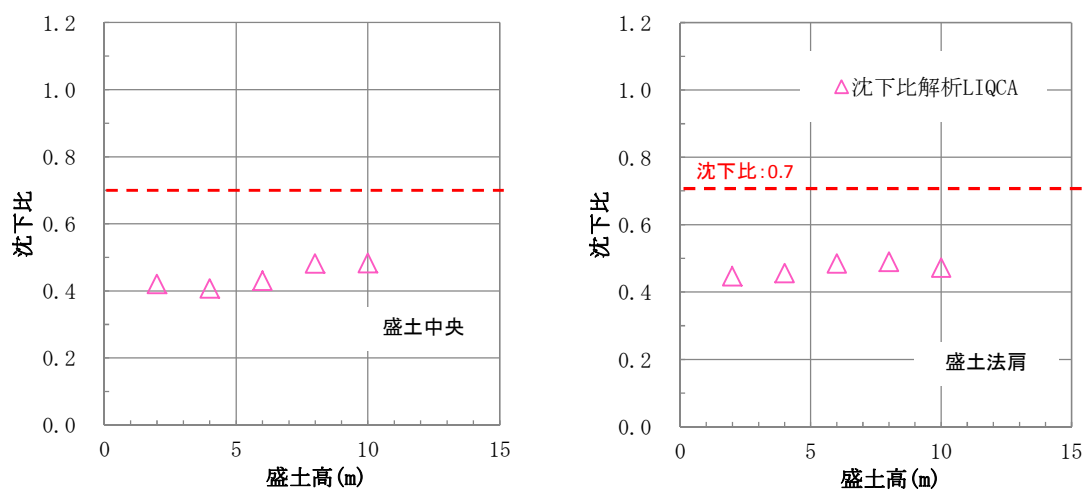


図 3.3.4-7 盛土高さと最終沈下比（盛土中央と盛土法肩）

### (3) 解析結果（法尻水平変位量）

図 3.3.4-8 に、盛土高さと法尻水平変位量を示す。また、図 3.3.4-9 に、盛土高さと無対策の拡幅量を 1.0 とした対策後の拡幅量（拡幅比）を示す。

- ・法尻水平変位量の最大値：無対策の場合は盛土高 8m の 0.15m，新工法の場合は盛土高 2m の 0.05m である。法尻水平変位量は，せん断応力の大小（盛土高小：せん断応力小，盛土高大：せん断応力大）と液状化のしやすさ（盛土高小：液状化大，盛土高大：液状化小）の両方が影響するが，無対策の場合と新工法の場合において，その影響度合いに違いが出たためと考える。
- ・液状化層厚 10m との対比：液状化層 10m の場合と比べると，法尻水平変位量は半分未満になり，非常に小さい値を示す。
- ・新工法による水平変位抑制効果：拡幅比が約 0.25～0.6 と非常にバラつきが大きい。現段階では参考値として取り扱う必要があるのは，「3.3.4.1(3)」と同様である。

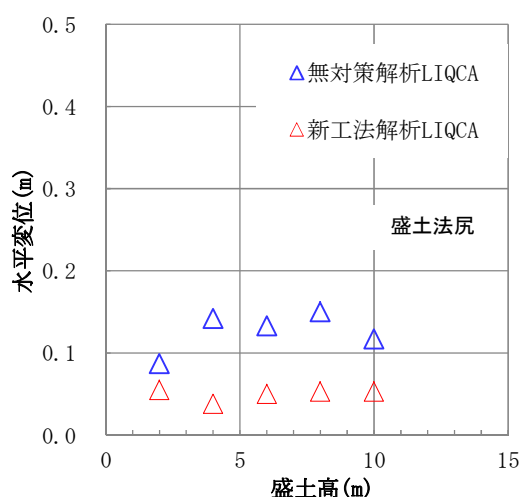


図 3.3.4-8 盛土高さと法尻水平変位量

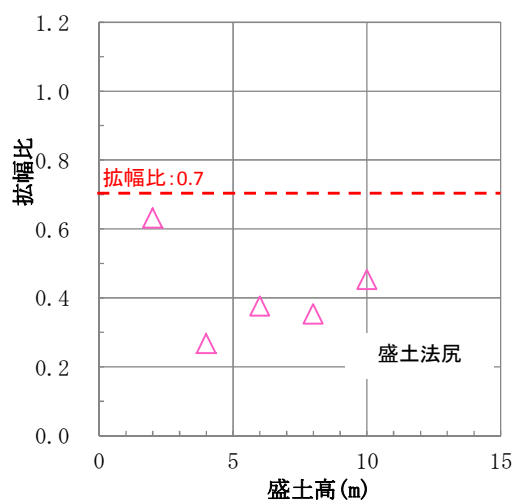


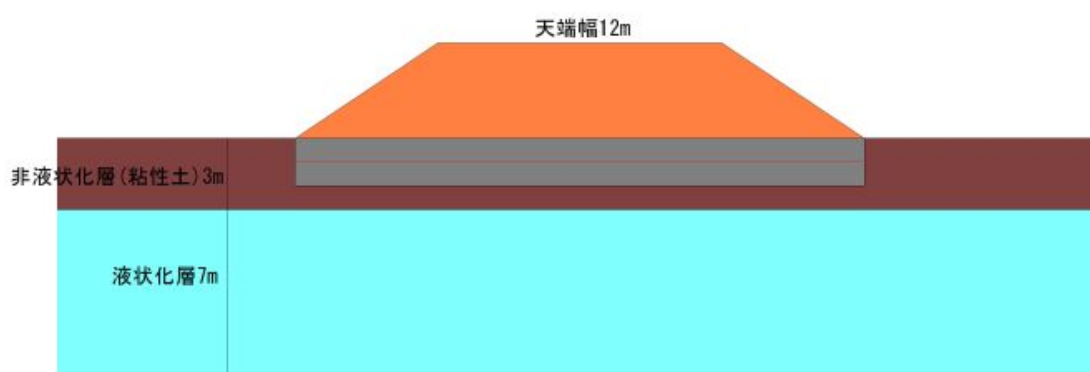
図 3.3.4-9 盛土高さと拡幅比

### 3.3.4.3 地盤条件の影響

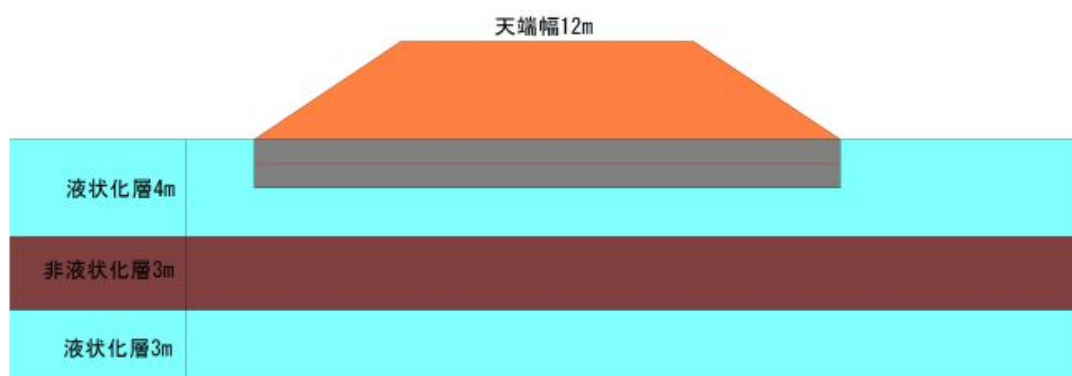
#### (1) 目的と概要

ここでは、粘性土層が介在する複合地盤における盛土の変形抑制の影響を確認するため、動的有効応力 FEM(LIQCA) による数値解析を行うものである。複合地盤の構成は、図 3.3.4-10 に示すとおり、①表層 3m が粘性土層の場合、②液状化層の中間に 3m の粘性土層がある場合の 2 ケースとする。

解析条件は、盛土条件、新工法の碎石層厚、入力地震波等は 3.3.4.1 と同様とし、地盤条件のみを変更した。ここで粘性土層は、Mohr-Coulomb 弾塑性モデルとし、強度定数は粘着力  $c=15\text{kN/m}^2$  とした。



①表層 3m が粘性土の場合



②表層 4m 液状化層・中間 3m 非液状化層・下層 3m 液状化層の場合

図 3.3.4-10 検討ケース

## (2) 解析結果【①表層 3m が粘性土の場合】

### 1) 沈下量

図 3.3.4-11 に、盛土高さと盛土天端中央沈下量および法肩沈下量を示す。また、図 3.3.4-12 に、盛土高さと無対策の場合の沈下量を 1 とした対策後の沈下量（沈下比）を示す。

- ・無対策の最終沈下量の最大値：盛土高 4m の場合に盛土天端中央が 0.57m、法肩が 0.53m を示し、盛土高が高くなるにつれて沈下量は減少する。
- ・新工法の最終沈下量の最大値：盛土高 4m の場合に盛土天端中央が 0.59m、法肩が 0.5m を示し、沈下抑制効果はほとんど確認されない。これは、表層 3m の粘性土層は非液化化層であるため、この層を新工法に置き換えても効果が発揮されないためである。
- ・新工法の対策効果：沈下比によると新工法の沈下抑制効果は見られないが、円弧すべり安定計算では、置換え碎石とジオシンセティックス補強による抑止効果が期待されるため、すべり安定対策として有効であると考ええる。

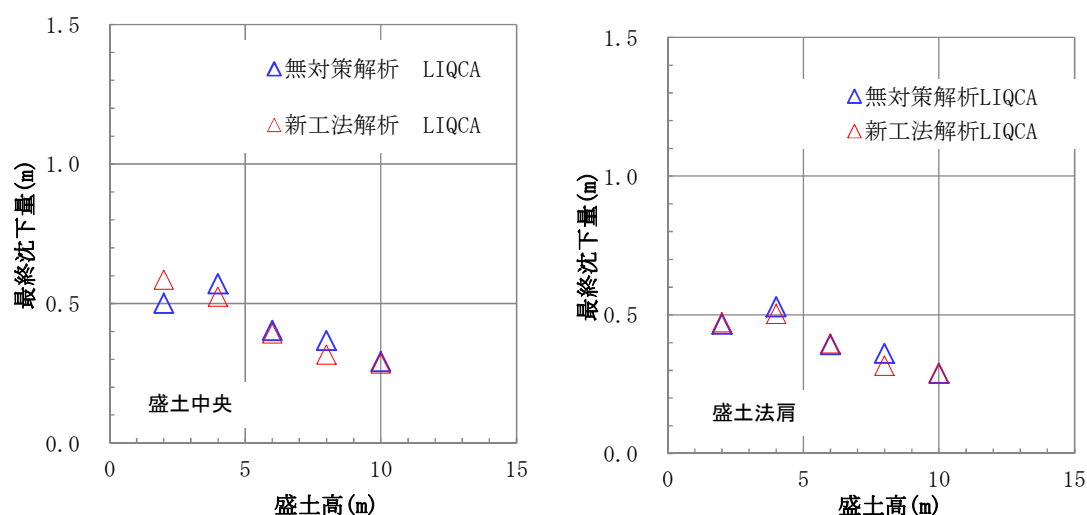


図 3.3.4-11 盛土高さと最終沈下量(盛土中央と盛土法肩)

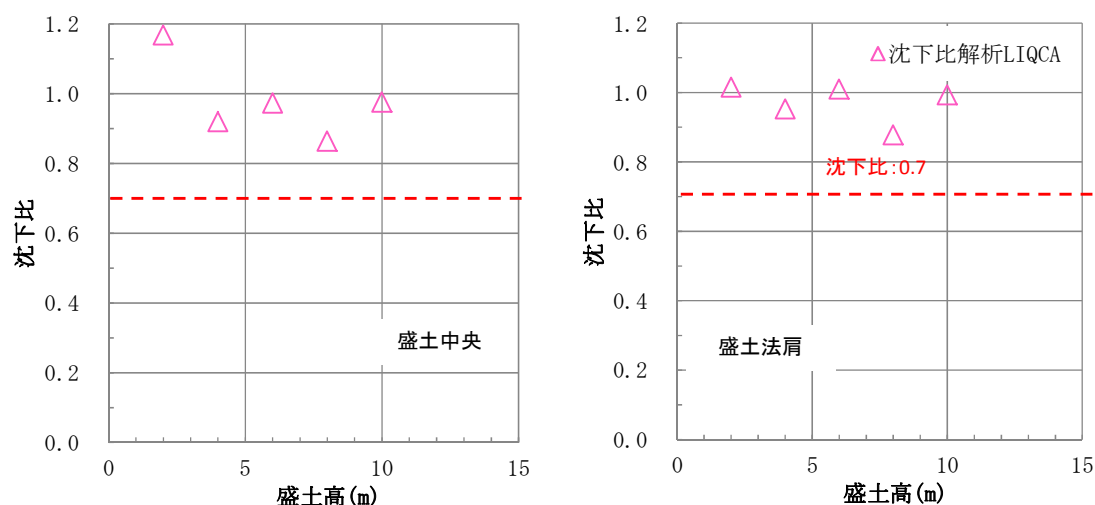


図 3.3.4-12 盛土高さと最終沈下比(盛土中央と盛土法肩)

## 2) 法尻水平変位量

図 3.3.4-13 に、盛土高さと法尻水平変位量を示す。また、図 3.3.4-14 に、盛土高さと無対策の拡幅量を 1.0 とした対策後の拡幅量（拡幅比）を示す。

法尻水平変位量の最大値は、無対策の場合が盛土高 8m の 0.28m，新工法の場合が盛土高 6m の 0.19m であり，対策後の抑制効果が発揮されない盛土高の場合もある。本条件（表層 3m が粘性土層）の場合は，法尻水平変位量の抑制効果は発揮されない。

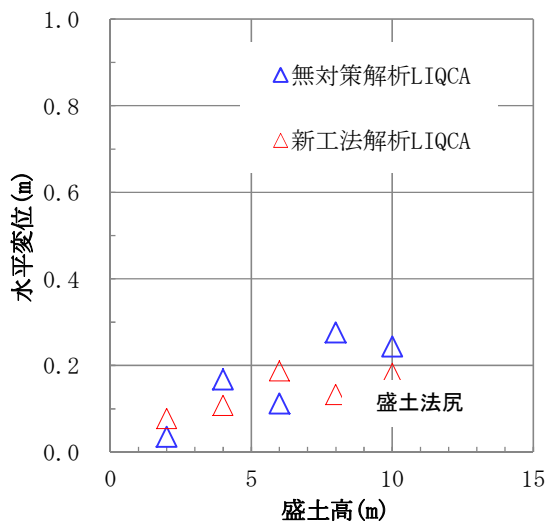


図 3.3.4-13 盛土高さと法尻水平変位量

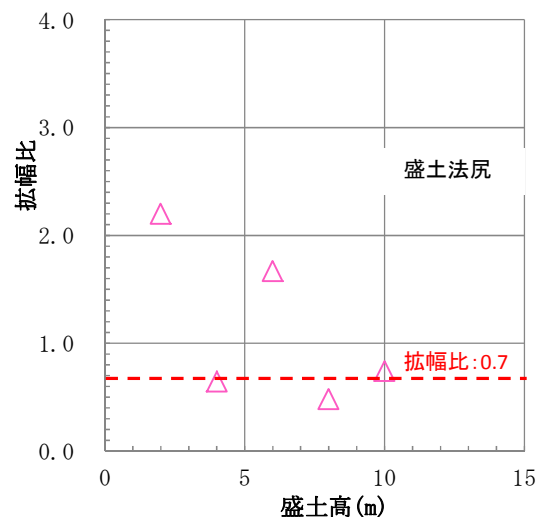


図 3.3.4-14 盛土高さと拡幅比

## (3) 解析結果【②液状化層の中間に 3m の粘性土層がある場合】

### 1) 沈下量

図 3.3.4-15 に、盛土高さと盛土天端中央沈下量および法肩沈下量を示す。また、図 3.3.4-16 に、盛土高さと無対策の場合の沈下量を 1 とした対策後の沈下量（沈下比）を示す。

- ・沈下量の傾向：表層 4m の液状化層に起因していると考えられるが，液状化層厚 10m の場合より，非常に小さい値となっている。
- ・無対策の最終沈下量：盛土高 2m の場合に，盛土天端中央が 0.2m，法肩が 0.18m と最も大きく，盛土高が高くなるにつれて沈下量はやや減少する。これは，液状化層厚 10m の場合と同様であり，盛土の拘束圧増加により液状化がしにくくなったためと考えられるが，液状化層が薄いため，その影響は少ないようである。
- ・新工法の最終沈下量の最大値：盛土高 4m の場合に盛土天端中央が 0.12m，盛土高 2m の場合に法肩が 0.12m である。盛土高が増加しても，最終沈下量の差異は少ない。
- ・沈下比によると，新工法による抑制効果が確認されており，盛土高さに応じて異なるものの，沈下比は 0.7 未満を示している。

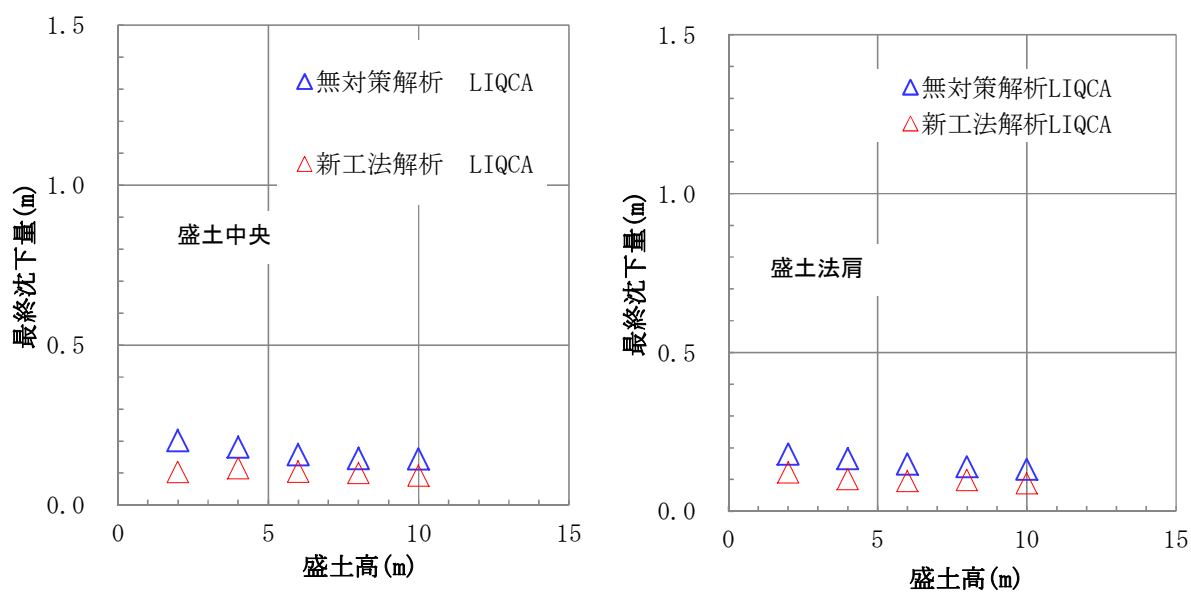


図 3.3.4-15 盛土高さと最終沈下量(盛土中央と盛土法肩)

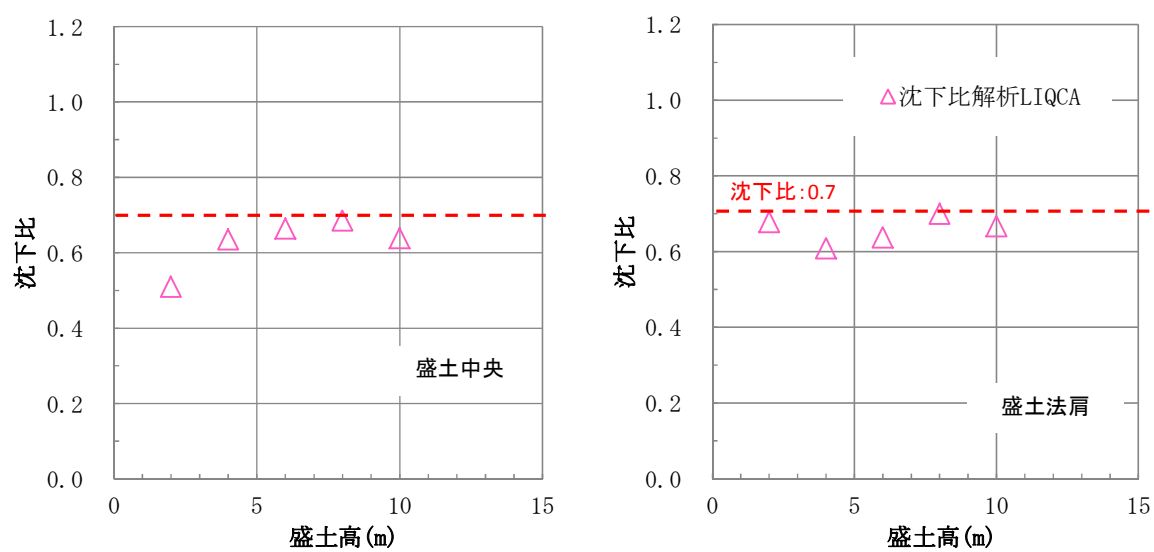


図 3.3.4-16 盛土高さと最終沈下比(盛土中央と盛土法肩)



## 2) 法尻水平変位量

図 3.3.4-17 に、盛土高さと法尻水平変位量を示す。また、図 3.3.4-18 に、盛土高さと無対策の拡幅量を 1.0 とした対策後の拡幅比（拡幅比）を示す。

- ・法尻水平変位量の最大値：無対策の場合は盛土高 4m の 0.14m，新工法の場合は盛土高 2m の場合の 0.10m であり，液状化層厚 10m の場合と比べると半分以下となる。液状化変形に影響する地盤が，表層 4m の液状化層であるためであり，中間粘性土層より深部の液状化層の影響は少ないためと考える。
- ・新工法による法尻水平変位量の抑制効果：抑制効果の有無は，盛土高により異なる。また，拡幅比を見ても，盛土高により効果に違いがあり，抑制効果は不明確である。

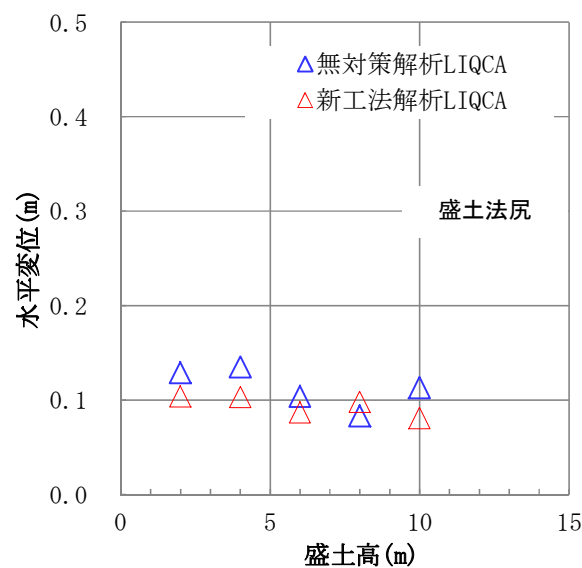


図 3.3.4-17 盛土高さと法尻水平変位量

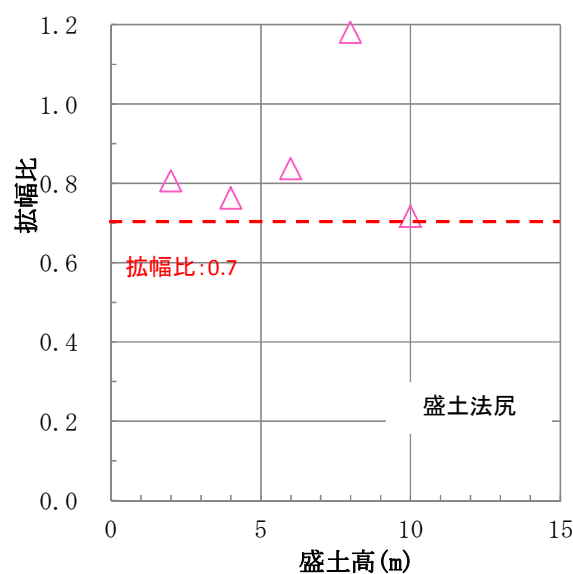


図 3.3.4-18 盛土高さと拡幅比

### 3.3.4.4 砕石層厚の影響

#### (1) 目的と概要

ここでは、砕石層厚を変化させた場合の影響を確認するため、動的有効応力 FEM(LIQCA) による数値解析を行うものである。

ここでの解析条件は、盛土条件、液状化地盤条件、入力地震波等は 3.3.3.2（その 2 実験の再現解析）と同様とし、新工法の砕石層厚のみを変更した。図 3.3.4-19 に示すように、砕石層厚を 1.0m から 0.5m に変化させて、盛土の沈下抑制効果を確認した。

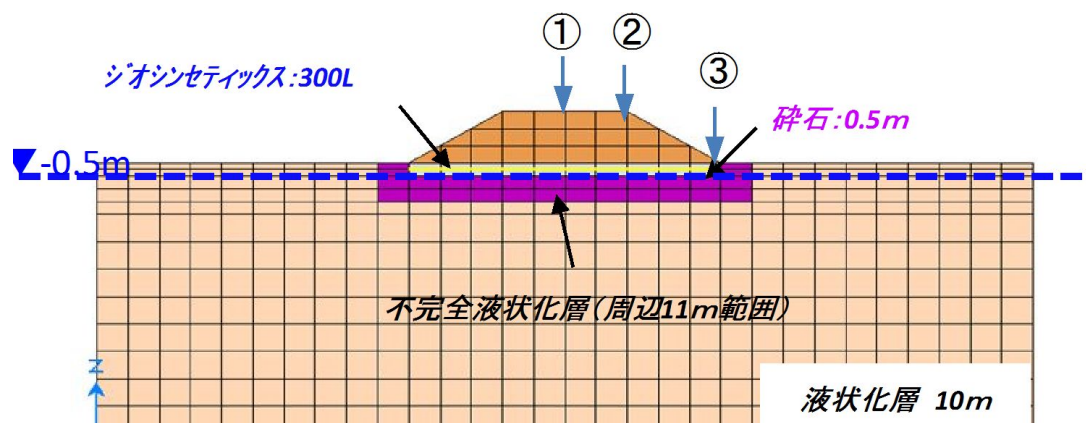


図 3.3.4-19 検討ケース（砕石層厚 0.5m）

#### (2) 解析結果

解析結果を表 3.3.4-3 に示す。ここでは、砕石層厚 1m の結果と対比できるように、沈下比（対策沈下量／無対策沈下量）及び拡幅比（対策の法尻水平変位量／無対策の法尻水平変位量）を示した。

砕石層厚 1m の場合、表 3.3.3-10 に示したように沈下比は 70%を確保していたが、砕石層厚 0.5m の場合には、盛土天端中央沈下量及び法尻沈下量は 78%となり、法尻水平変位量は 77%となった。砕石層厚を薄くする場合、新工法による変形抑制は 10%程度低下することを確認した。なお、盛土の許容沈下量に収まる場合には、砕石層厚 0.5m の適用も考えられる。

表 3.3.4-3 解析値の比較

Case	沈下量(m)		水平変位量(m)
	盛土天端中央	法肩	法尻
無対策	0.44 (100%)	0.43 (100%)	0.04 (100%)
新工法：砕石 1m	0.30 (67%)	0.30 (66%)	0.01 (58%)
新工法：砕石 0.5m	0.35 (78%)	0.34 (78%)	0.02 (77%)

### 3.3.4.5 碎石層の透水係数の影響

#### (1) 目的と概要

ここでは、基礎地盤及び碎石層の透水条件が変化することにより、盛土の変形抑制効果がどの程度影響するのかを確認することを目的とし、動的有効応力 FEM (LIQCA) による数値解析を行うものである。

ここでの解析条件は、盛土条件、液状化地盤条件、新工法の碎石層厚、入力地震波等は 3.3.4.1 の盛土高 2m と同様とし、新工法で発揮される不完全液状化層の透水係数と範囲を変更した。図 3.3.4-20 に検討ケースを示す。

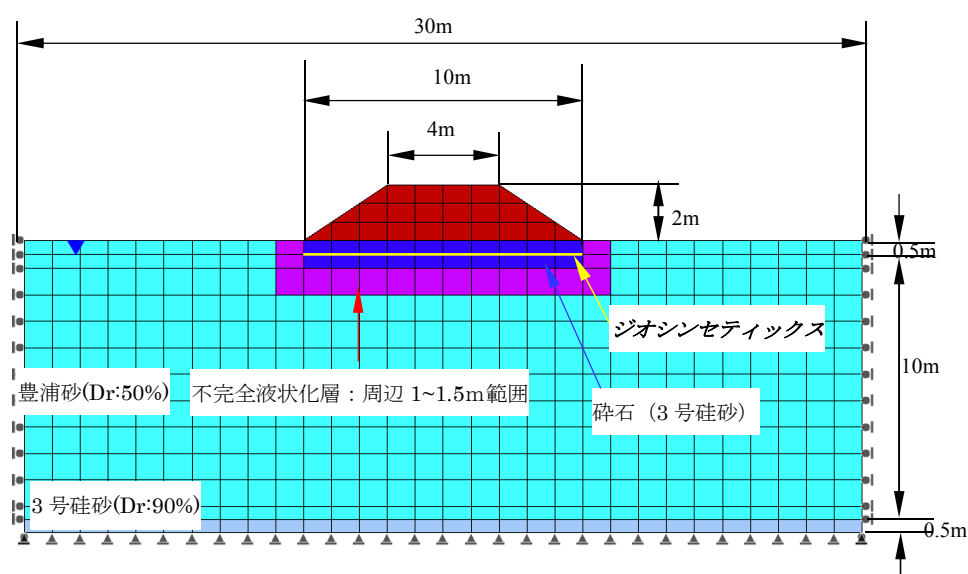


図 3.3.4-20 検討ケース（碎石層厚 1.0m）

#### (2) 解析結果

表 3.3.4-4 は検討結果を示しており、実験結果、実験再現の解析結果、透水条件変更の解析結果（検討①～検討⑤）である。その結果のまとめとしては、沈下比（％＝対策沈下量／無対策沈下量）および、透水係数比率（倍＝不完全液状化層の透水係数／液状化層の透水係数）に着目し、箇条書きで以下に論じる。

- ・実験結果の変形値に対し、透水条件変更の解析ケース結果を示した。
- ・解析(再現)は、試験値から得られた透水係数を用いて行った。ここでの透水係数は、液状化層  $2.0 \times 10^{-4} (\text{m/sec})$ 、不完全液状化層  $7.0 \times 10^{-3} (\text{m/sec})$  であり、透水係数比率 35 倍である。解析(再現)では、不完全液状化層の透水性が液状化層の 35 倍あることから、盛土の沈下比 70%を確保したと考える。
- ・検討①は、液状化層の透水係数は変更しないで、不完全液状化層の透水係数を  $1/10$  ( $7.0 \times 10^{-4}$ ) に落とした解析結果である。ここでの透水係数比率は 3.5 倍である。その結果、沈下比は盛土天端中央で 75%、法肩で 74%である。不完全液状化層の透水係数を  $1/10$  ままで下げた割には、沈下比の低下は 5%程度と少ない。透水係数比率が 3.5 倍あることにより、沈下抑制効果が保持されていると考える。

- ・検討②は，不完全液状化層の範囲を 1.5m とした解析結果である．その解析結果では，沈下比が約 60%となり，実験の沈下比（63%と 67%）より若干大きな抑制効果を示した．不完全液状化層の範囲を 1.5 倍に広げた割には，沈下抑制の向上は 3%～7%と少ない．
- ・検討③は，不完全液状化層の範囲を 1.5m とし，不完全液状化層の透水係数を  $1/10$  ( $7.0 \times 10^{-4}$ ) に下げた解析結果である．沈下比は約 70%と実験の沈下比と同等である，
- ・検討④は，不完全液状化層の範囲を 1.5m とし，不完全液状化層の透水係数を  $1/7$  ( $1.0 \times 10^{-3}$ ) に下げた解析結果である．沈下比は 66%となり，実験値より 4%，抑制効果が向上した．ここでの透水係数比率は 5 倍である．
- ・検討⑤は，不完全液状化層の範囲を 1.5m とし，液状化層の透水係数を一般的な自然地盤の値の  $1.0 \times 10^{-5}$  (m/sec) を用いた結果である．ここで，不完全液状化層の透水係数は，上記検討に示した透水係数比率 3.5 倍と 5.0 倍の結果を踏まえ，安全側を考慮した 10 倍の値 ( $1.0 \times 10^{-4}$  (m/sec)) とした．その結果，沈下比は 66%～64%であり，沈下比 70%未満となる．

以上より，沈下抑制効果は碎石層の透水係数による影響が大きく，液状化地盤の透水係数に対する碎石層の透水係数は，10 倍程度高いことが必要と考えられる．

表 3.3.4-4 検討結果(透水条件の影響)

条件		透水係数 $k$ (m/sec)		沈下量(m)		法尻水平変位量(m)	備考
		液状化層	不完全液状化層	盛土天端中央	法肩		
実験	無対策(Case4)	液状化層 $2 \times 10^{-4}$		0.43 100%	0.43 100%	0.12 100%	
	新工法(Case6)	液状化層: $2 \times 10^{-4}$ 碎石層: $7 \times 10^{-3}$		0.27 63%	0.29 67%	0.04 33%	
解析(再現)	無対策(Case4)	$2.0 \times 10^{-4}$	-	0.44 100%	0.43 100%	0.04 100%	
	新工法(Case6)	$2.0 \times 10^{-4}$	$7.0 \times 10^{-3}$	0.30 68%	0.30 70%	0.01 25%	不完全液状化層1m
検討①	新工法(Case6)	$2.0 \times 10^{-4}$	$7.0 \times 10^{-4}$	0.33 75%	0.32 74%	0.02 60%	不完全液状化層1m
検討②	新工法(Case6)	$2.0 \times 10^{-4}$	$7.0 \times 10^{-3}$	0.27 61%	0.26 60%	0.02 40%	不完全液状化層1.5m
検討③	新工法(Case6)	$2.0 \times 10^{-4}$	$7.0 \times 10^{-4}$	0.31 71%	0.30 70%	0.02 45%	不完全液状化層1.5m
検討④	新工法(Case6)	$2.0 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-3}$	0.29 66%	0.28 66%	0.02 38%	不完全液状化層1.5m
検討⑤	無対策	$1.0 \times 10^{-5}$	-	104.60 100%	102.80 100%	0.02 100%	
	新工法	$1.0 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-4}$	68.00 65%	66.30 64%	0.01 70%	不完全液状化層1.5m

### 3. 4. 砕石周辺地盤の間隙水圧消散

遠心载荷装置を用いた液状化模型実験の結果および動的有効応力 FEM を用いた数値解析の結果から、レベル 2 地震動相当の液状化時において、新工法の砕石の周辺地盤で過剰間隙水圧の発生を抑制していることを確認した。

#### 3.4.1 遠心载荷装置を用いた液状化模型実験（その 1）

##### （1）実験条件

実験内容は、3.3.1 の遠心载荷装置を用いた液状化模型実験（その 1）と同一である。実験条件は 3.3.1 に示しているため、ここでは割愛する。

図 3.4.1-1 に、新工法 (Case3) の間隙水圧測定位置を示す。ジオテキのみ (Case2) も同じ位置に設置した。無対策 (Case1) は、PP3-2 と PP2-2 が、法尻より実大スケール寸法で 2.5m 外側に設置した。

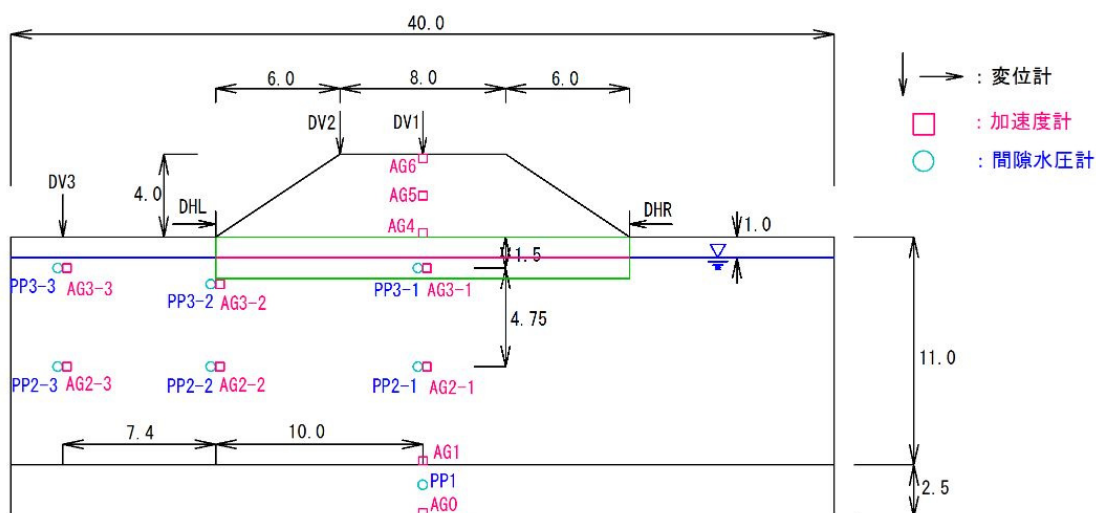


図 3.4.1-1 新工法 (Case3) 計測器配置図

##### （2）実験結果

図 3.4.1-2 に、盛土法尻直下 (PP3-2) における過剰間隙水圧比の測定結果を示す。

各 Case とともに、5 秒 (漸増 3 波) 付近から過剰間隙水圧比の変化が開始し、無対策 (Case1) とジオテキのみ (Case2) では、15 秒 (主波 5 波) 付近において過剰間隙水圧比が 1.0 となり、ほぼ完全液状化に達している。新工法 (Case3) は、過剰間隙水圧比が全時間でほぼ 0.5 以下を示している。この位置の測定は、砕石層近傍の間隙水圧比を示しており、液状化が抑制されている。

図 3.4.1-3 に、盛土法尻位置で液状化層中間部に設置した間隙水圧計 (PP2-2) の測定結果を示す。この位置は、全ケースにおいて 10 秒付近から過剰間隙水圧比が 1.0 以上となっており、完全液状化に達している。

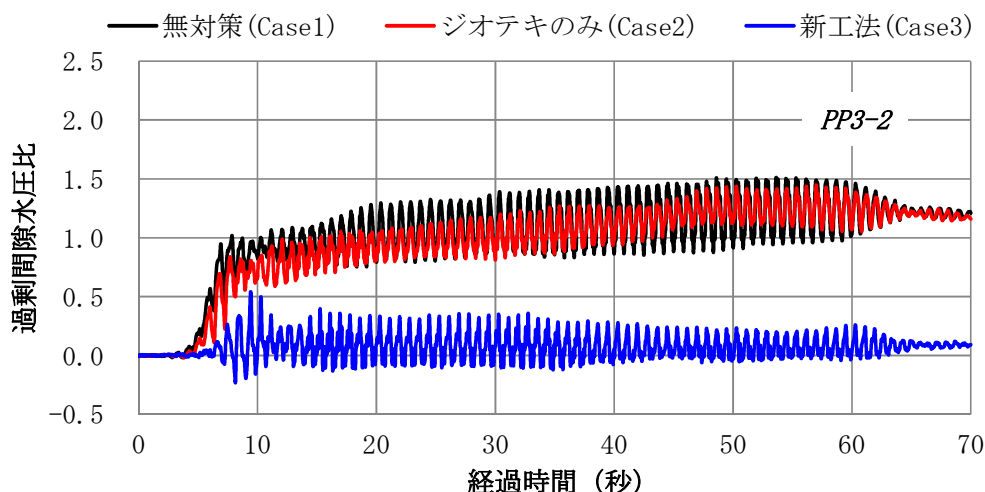


図 3. 4. 1-2 過剰間隙水圧比と経過時間（盛土法尻直下 (PP3-2)）

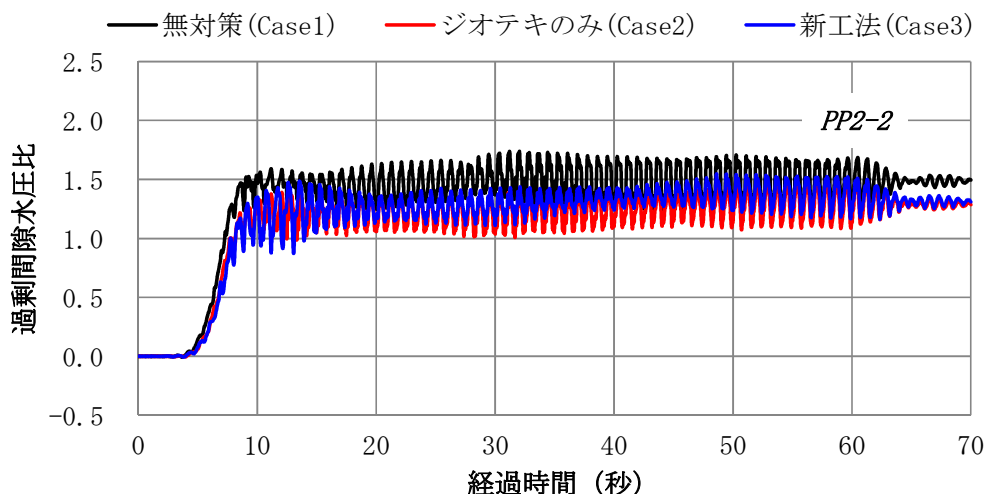


図 3. 4. 1-3 過剰間隙水圧比と経過時間（盛土法尻位置液状化層中間 (PP2-2)）

図 3. 4. 1-4 に、盛土中央直下（PP3-1）における過剰間隙水圧比を示す。

各 Case とともに、5 秒付近から過剰間隙水圧比に変化が生じている。盛土荷重によって拘束圧が大きくなっているため、必ずしも完全液状化には至っていない。無対策 (Case1) では、過剰間隙水圧比が 15 秒付近から 0.25 程度となる。ジオテキのみ (Case2) では、0.4 程度となり、無対策 (Case1) よりやや大きな値を示している。新工法 (Case3) の碎石層直下では、過剰間隙水圧が発生していない。

図 3. 4. 1-5 に、盛土中央下における液状化層中間部（PP2-1）の過剰間隙水圧の測定結果を示す。各 case とともに、5 秒付近から過剰間隙水圧比が増加している。拘束圧が大きいために、完全液状化には至らない状況を示している。また、間隙水圧比の上昇には、時間がかかっている。

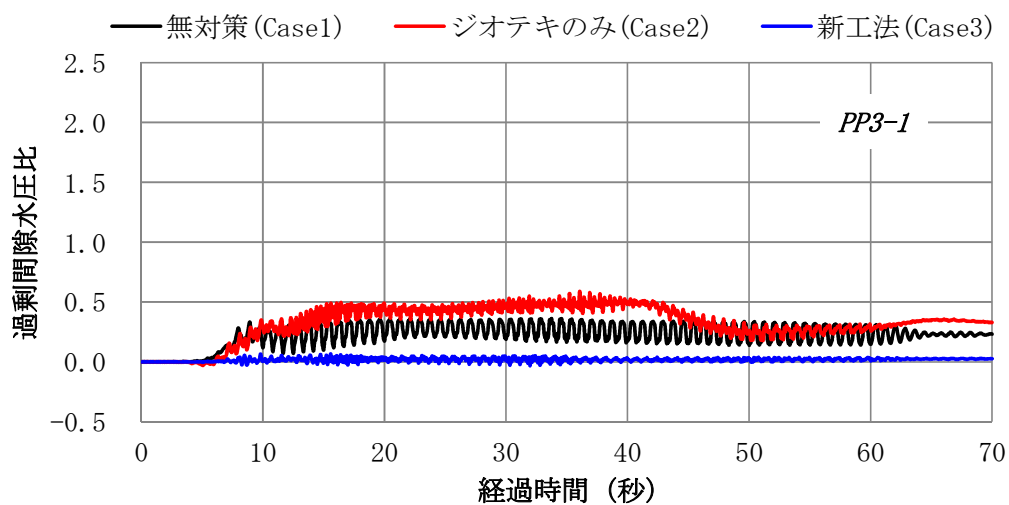


図 3. 4. 1-4 過剰間隙水圧比と経過時間（盛土中央直下 (PP3-1)）

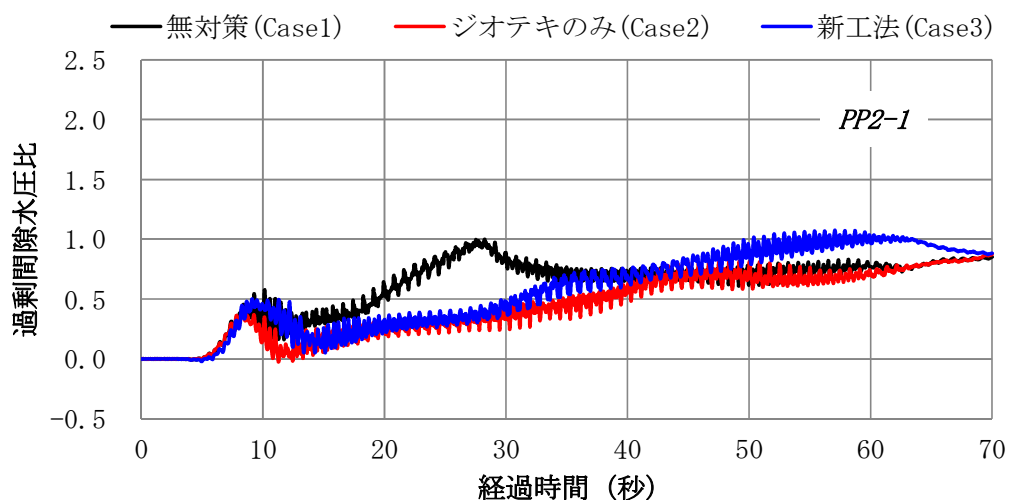


図 3. 4. 1-5 過剰間隙水圧比と経過時間（盛土中央液状化層中間 (PP2-1)）

図 3.4.1-6～3.4.1-11 に、遠心模型実験で測定された過剰間隙水圧比分布をコンターで整理した結果を示す。ここでは、加振後 9 秒時点及び 30 秒時点を示した。無対策(case1)とジオテキのみ(case2)では、過剰間隙水圧比分布に明らかな差は見られない。それに対し新工法 (Case3)は、明らかな過剰間隙水圧比の低下が見られる。盛土中央直下に着目すると、無対策(case1)とジオテキのみ(case2)は過剰間隙水圧比 0.3～0.5 を示すことに対し、新工法 (Case3)の過剰間隙水圧比は 0～0.4 を示す。新工法の碎石層により、過剰間隙水圧比の抑制効果が確認される。



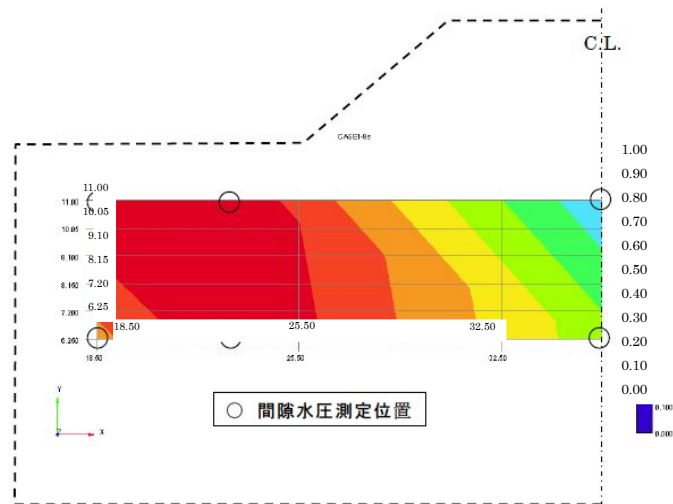


図 3. 4. 1-6 無対策 (Case1) の過剰間隙水圧比 (9s)

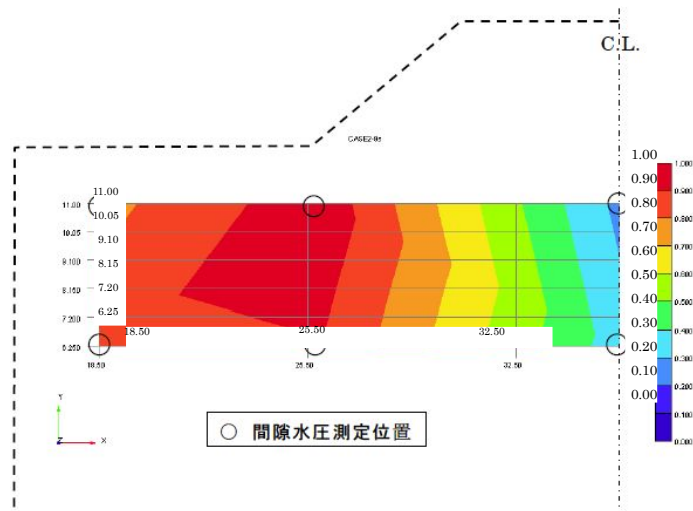


図 3. 4. 1-7 ジオテキのみ (Case2) の過剰間隙水圧比 (9s)

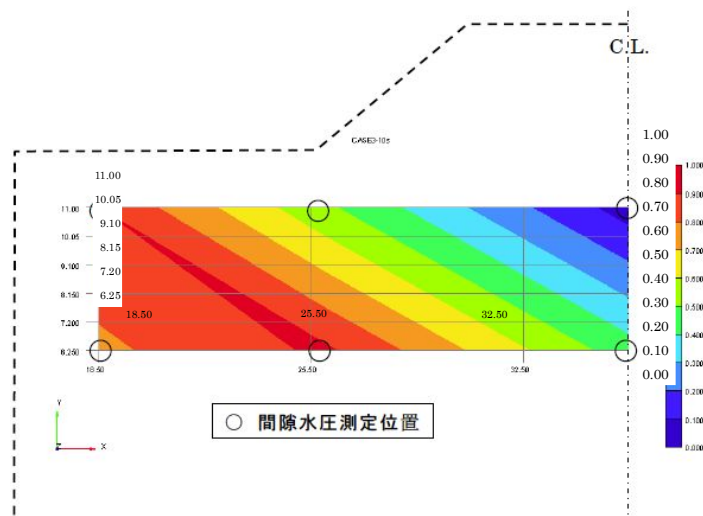


図 3. 4. 1-8 新工法 (Case3) の過剰間隙水圧比 (9s)

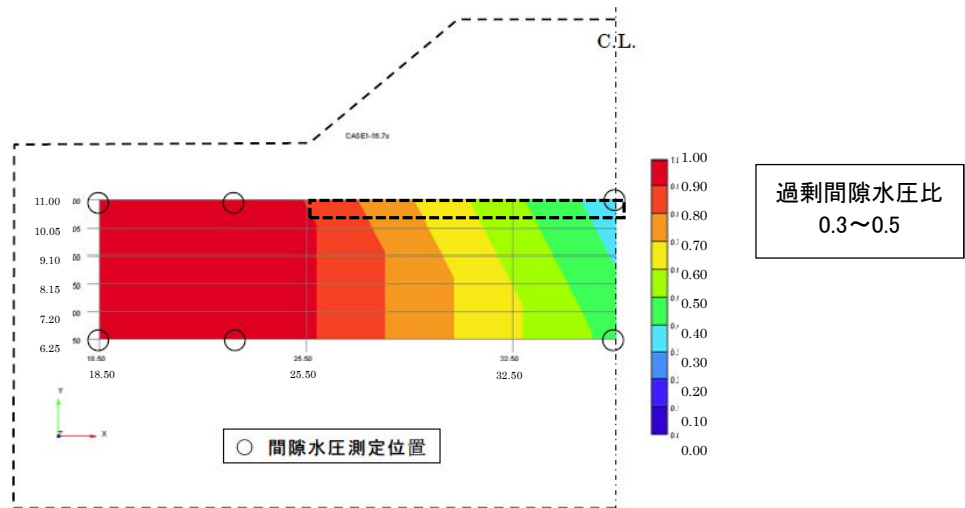


図 3. 4. 1-9 無対策 (Case1) の過剰間隙水圧比 (30s)

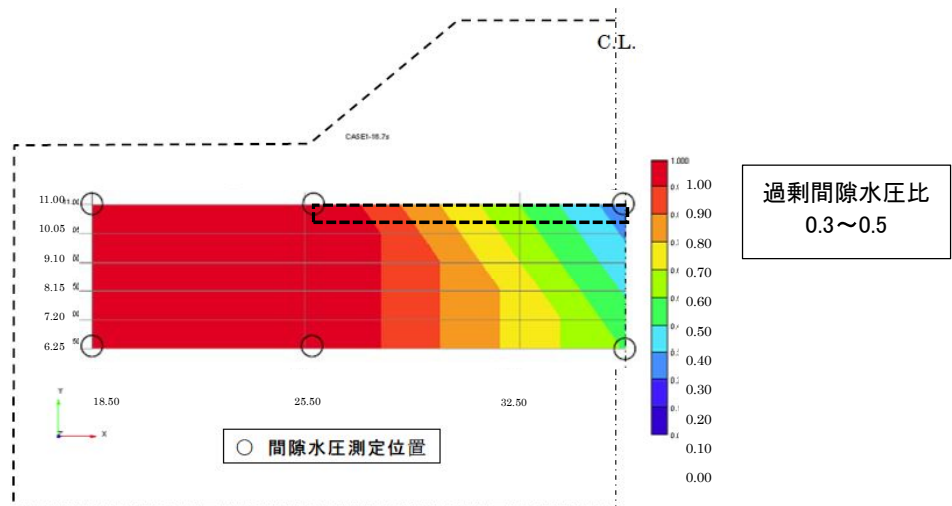


図 3. 4. 1-10 ジオテキのみ (Case2) の過剰間隙水圧比 (30s)

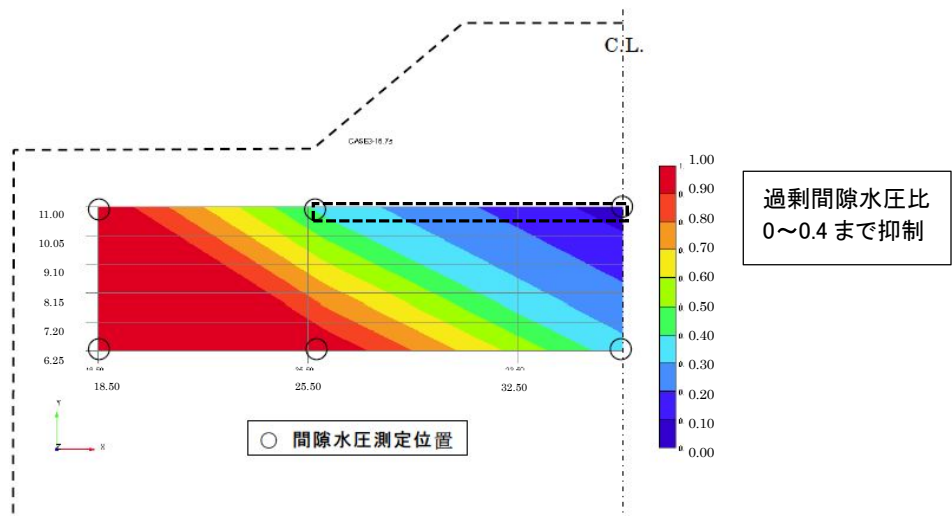


図 3. 4. 1-11 新工法 (Case3) の過剰間隙水圧比 (30s)

### 3.4.2 遠心载荷装置を用いた液状化模型実験（その2）

#### （1）実験条件

実験内容は、3.3.2の遠心载荷装置を用いた液状化模型実験（その2）と同一である．実験条件は3.3.2に示しているため、ここでは割愛する

図 3.4.2-1 に、新工法(Case6)の計測器配置図を示す．間隙水圧計の設置は全 case 同じであり、盛土範囲外及び盛土直下の15点で計測した．

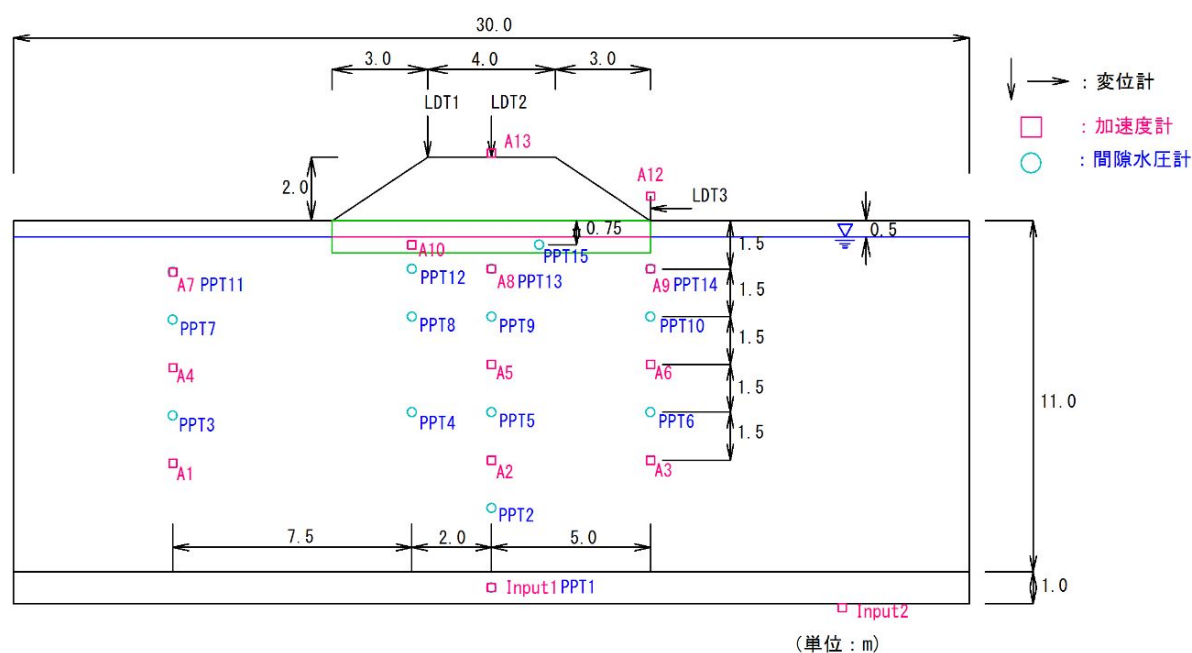


図 3.4.2-1 新工法(Case6)の計測器配置図

#### （2）実験結果

##### 1) 過剰間隙水圧

以下には、盛土法尻直下及び盛土中央直下における過剰間隙水圧の状態について、各 case ごとに論じる．

##### 【盛土法尻直下：過剰間隙水圧の時系列変化】

図 3.4.2-2 に、盛土法尻直下 (PPT14) における過剰間隙水圧比の測定結果を示す．各 Case ともに、主要動 85 秒付近は過剰間隙水圧比が 1.0 以上となり完全液状化しているが、その後 130 秒以降から各 case 異なる値を示している．無対策(Case1)は、加振終了後の 220 秒付近まで過剰間隙水圧比 1.0 以上あり過剰間隙水圧は消散していない状態が続いている．このため液状化状態に伴う土のせん断が長く続いているようである．一方、碎石を配置した碎石のみ(Case2)及び新工法 (Case3) は、150 秒付近から過剰間隙水圧比が 1.0 未満を示しており液状化の抑制が早めにみられる．その後も、過剰間隙水圧比の低下が大きくなっている．220 秒以降の過剰間隙水圧比は 0.5 以下を示し、無対策(case1)の半分以下まで過

剰間隙水圧比が低下している。これは、砕石層による過剰間隙水圧抑制の効果が発揮されたためと考える。

図 3.4.2-3 に、盛土法尻位置で液状化層中間部に設置した間隙水圧計（PPT6）の測定結果を示す。この位置では、全 case においてほぼ同様の傾向が見られる。主波加振(85 秒)付近から過剰間隙水圧比が増加し、100 秒付近の過剰間隙水圧比が 1.0 となり、全 case で完全液状化している。この深さでは、砕石層による過剰間隙水圧の抑制が発揮されない。

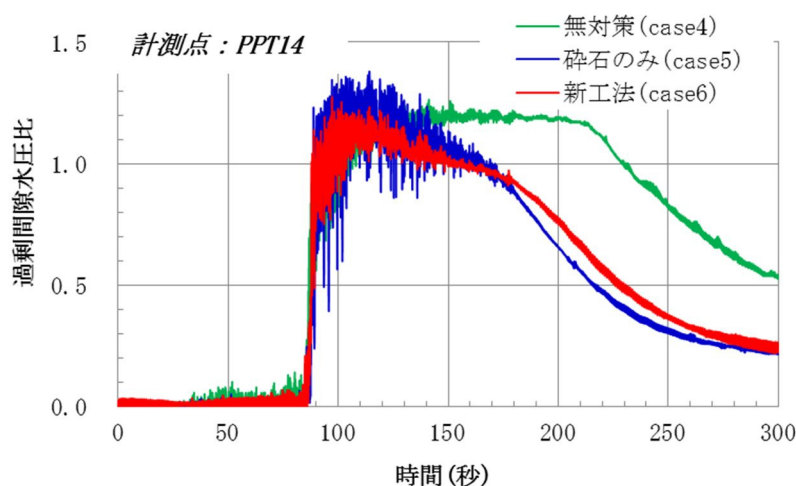


図 3.4.2-2 過剰間隙水圧比と経過時間（盛土法尻直下 (PPT14)）

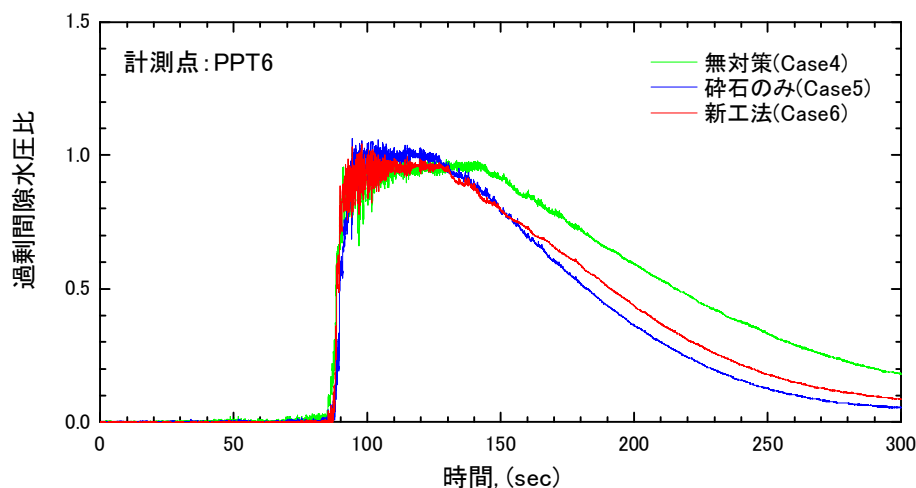


図 3.4.2-3 過剰間隙水圧比と経過時間（盛土法尻位置液状化層中間 (PPT6)）

#### 【盛土中央直下：過剰間隙水圧の時系列変化】

図 3.4.2-4 に、盛土中央直下（PPT13）における過剰間隙水圧比を示す。盛土の拘束圧の影響により、盛土法尻直下より過剰間隙水圧比は小さい値を示している。各 Case ともに、85 秒付近から過剰間隙水圧比が増加する。無対策 (Case4) は、200 秒以上まで過剰間隙水圧比が微増しており、最大値は 0.5 程度を示す。それに対し、砕石のみ (Case5) 及び新工法 (Case6) は、100 秒付近の過剰間隙水圧比が 0.2 程度と少なく、その後は、過剰間

隙水圧が低下（消散）している．ここでは，盛土法尻直下より早い時間帯において，碎石層による過剰間隙水圧抑制の効果がみられる．これは，法尻直下より盛土中央直下の方が幅広く碎石層に面しているため，排水効果を発揮しやすいためと考える．

図 3.4.2-5 に，盛土中央下における液状化層中間部（PPT5）の過剰間隙水圧の測定結果を示す．各 Case とともに，主波加振(85 秒)付近から過剰間隙水圧比が増加する．95 秒付近で最大値(0.8～0.95)を示し，その後 105 秒付近まで減少するが，再度 130 秒付近まで増加する．碎石のみ(Case5)と新工法(Case6)は，過剰間隙水圧の消散が無対策(Case4)に比べて若干早い．ここでも，若干，碎石層による過剰間隙水圧抑制の効果がみられる．

これらの過剰間隙水圧抑制の効果は，液状化層のせん断強度の低減の抑制に寄与するため，盛土の変形抑制効果に有効であると考えられる．

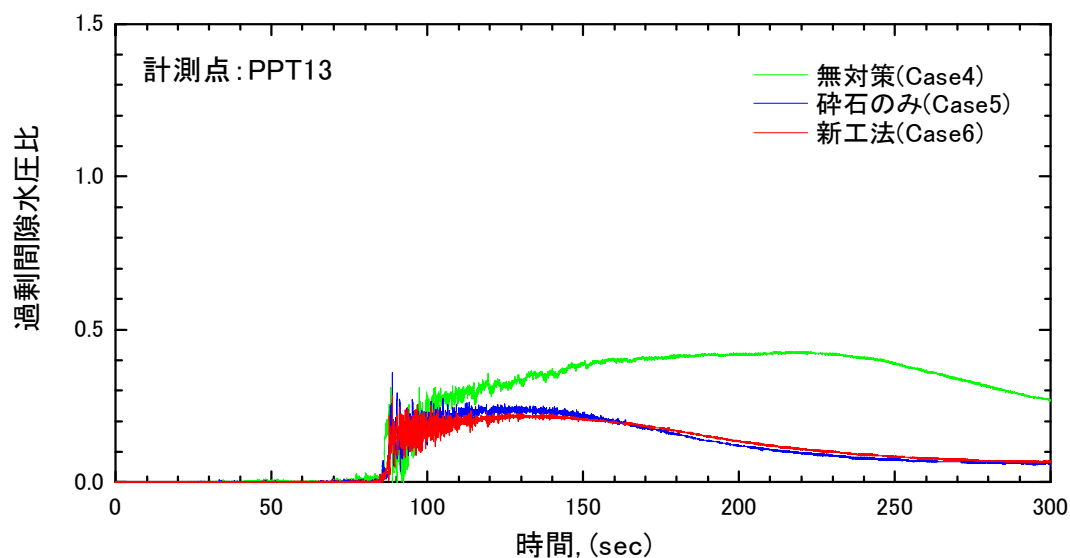


図 3.4.2-4 過剰間隙水圧比と経過時間（盛土中央直下(PPT13)）

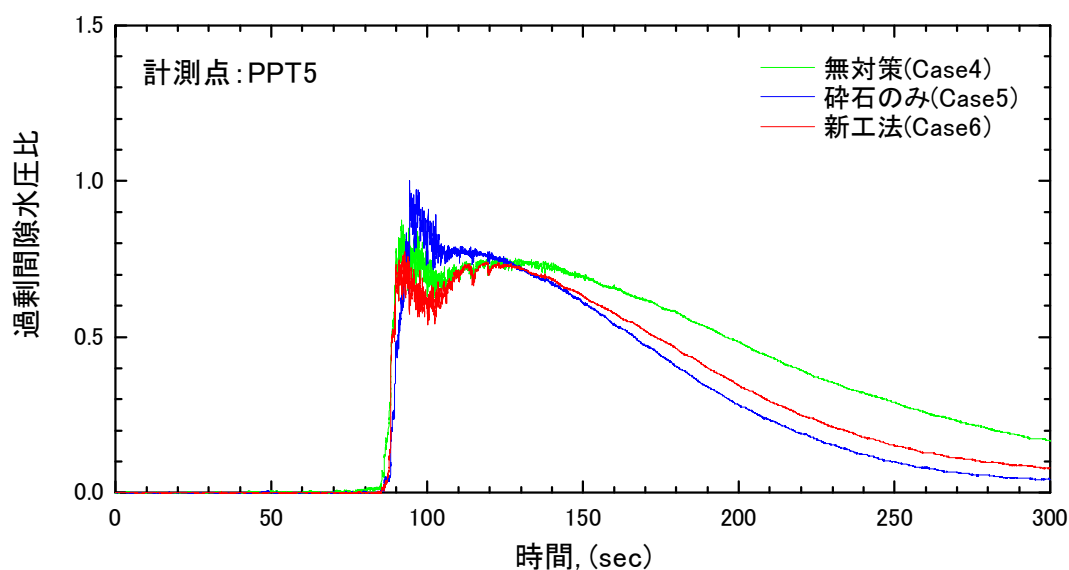
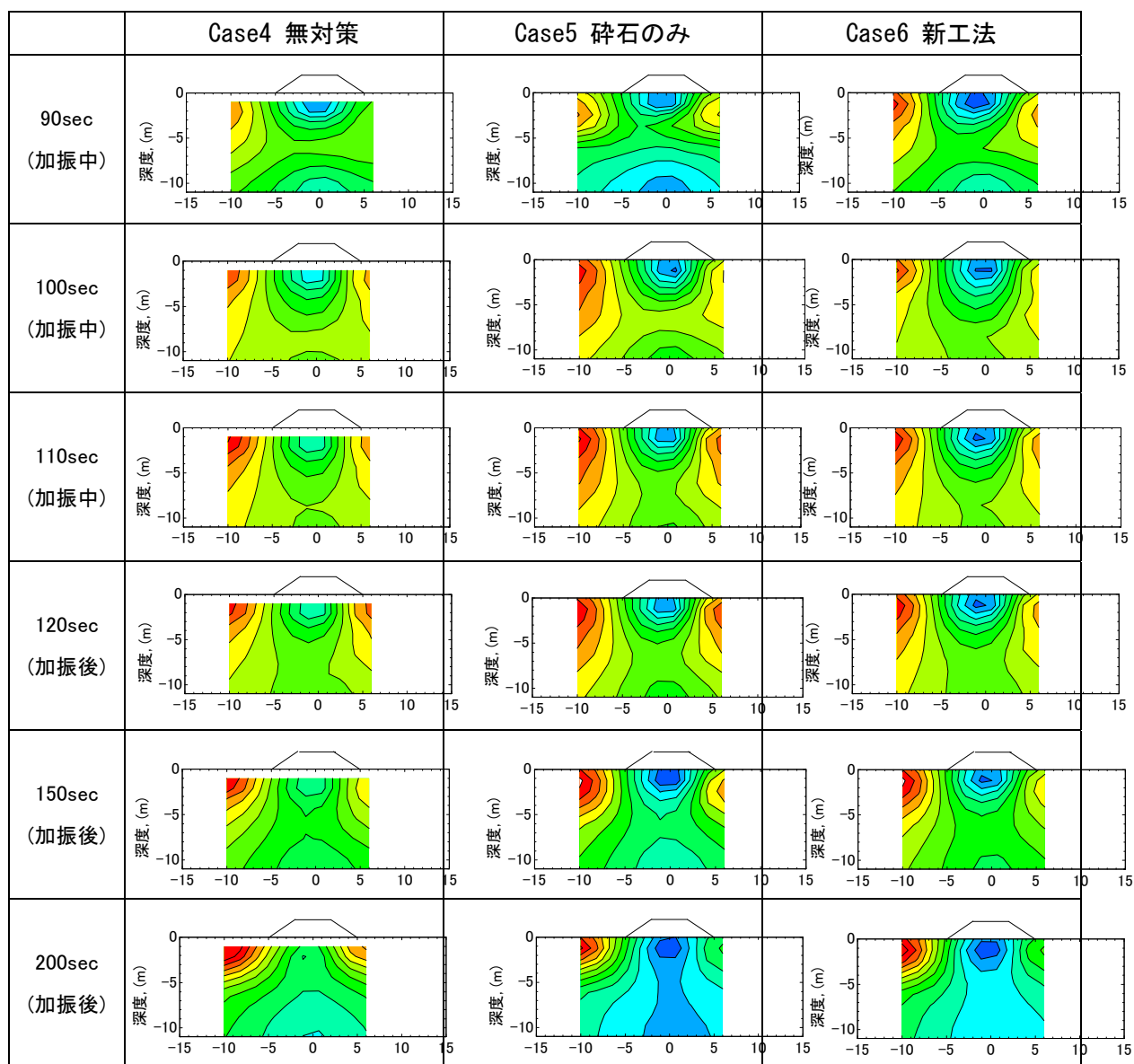


図 3.4.2-5 過剰間隙水圧比と経過時間（盛土中央液状化層中間(PPT5)）

### 【過剰間隙水圧比分布】

図 3. 4. 2-6 には、主揺動終了前後の過剰間隙水圧比分布図を示す。無対策 (Case4) に比べて碎石層を配置した Case5, case6 は、盛土底部の特に中央付近において過剰間隙水圧比が小さくなる傾向を示している。



過剰間隙水圧比



図3. 4. 2-6 過剰間隙水圧比分布図

## 2) 応力経路

図 3.4.2-7 に、せん断力評価の概念図を示す。これは、加速度計で計測された加速度  $a$  と、加速度位置の質量  $m$  を掛け合わせ、間隙水圧位置におけるせん断応力  $\tau_d$  を求めるものである。また、加速度と同じ位置で計測した間隙水圧  $\Delta u$  と液状化前初期有効応力  $\sigma_{v0'}$  を用いて有効応力  $\sigma_v'$  を求める。ここで  $\sigma_v' = \sigma_{v0'} - \Delta u$  である。

図 3.4.2-8 には、地表面下 3m(碎石層下面から 2m 深さの位置)で計測された加速度  $a$  から求めたせん断応力  $\tau$  と、間隙水圧  $\Delta u$  を用いて評価した有効応力の関係を示す。

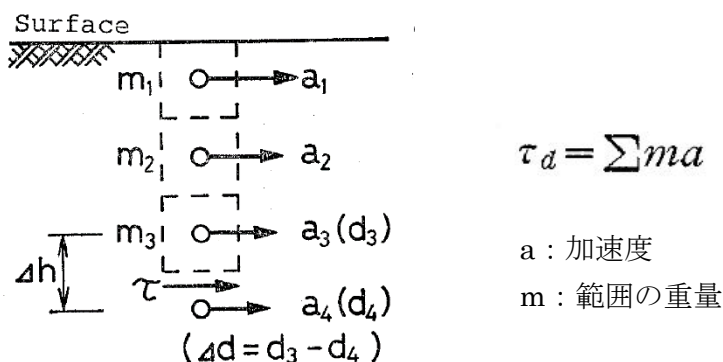


図 3.4.2-7 せん断力評価の概念図

図 3.4.2-8 は、有効応力の経路として評価されるものである。加振前に示す高い有効応力は、加振に伴い地盤内に生じるせん断応力の作用により、徐々に減少する状態を示している。これは、過剰間隙水圧が発生することで有効応力が減少していくことを示しており、液状化に推移している状況である。以下に各 case ごとの状況を示す。

- ・各 Case とともに盛土範囲外(左側の図)では、初期有効応力(30kN/m<sup>2</sup>程度)は加振に伴い減少しており、有効応力が 0kN/m<sup>2</sup> になっている。これは、完全液状化に推移していることを示している。
- ・盛土中央直下(中央の図)では、初期有効応力(55kN/m<sup>2</sup>程度)は加振に伴い減少しているものの、各 Case とともに有効応力は 15kN/m<sup>2</sup> 程度までの減少に留まっている。これは、盛土直下は拘束圧の影響を受けており、完全液状化に至らないことを示している。
- ・盛土法尻直下(右側の図)の無対策では、初期有効応力(35kN/m<sup>2</sup>程度)が加振とともに減少し、有効応力 0~10kN/m<sup>2</sup> が多くなっているが、完全液状化の経路が多いことを示している。
- ・盛土法尻直下(右側の図)の碎石のみでは、無対策に比べて有効応力 0~10kN/m<sup>2</sup> の経路が減少しており、完全液状化の経路が少ないことを示している。
- ・盛土法尻直下(右側の図)の新工法では、加振に伴う有効応力の最小値が 3kN/m<sup>2</sup> 程度と碎石のみより若干抑えられており、碎石周辺 2m 程度の範囲で完全液状化には至っていないことがわかる。これらの完全液状化の抑制は、液状化層のせん断強度の低下の抑制に寄与するため、盛土の変形抑制に有効であると考えられる。



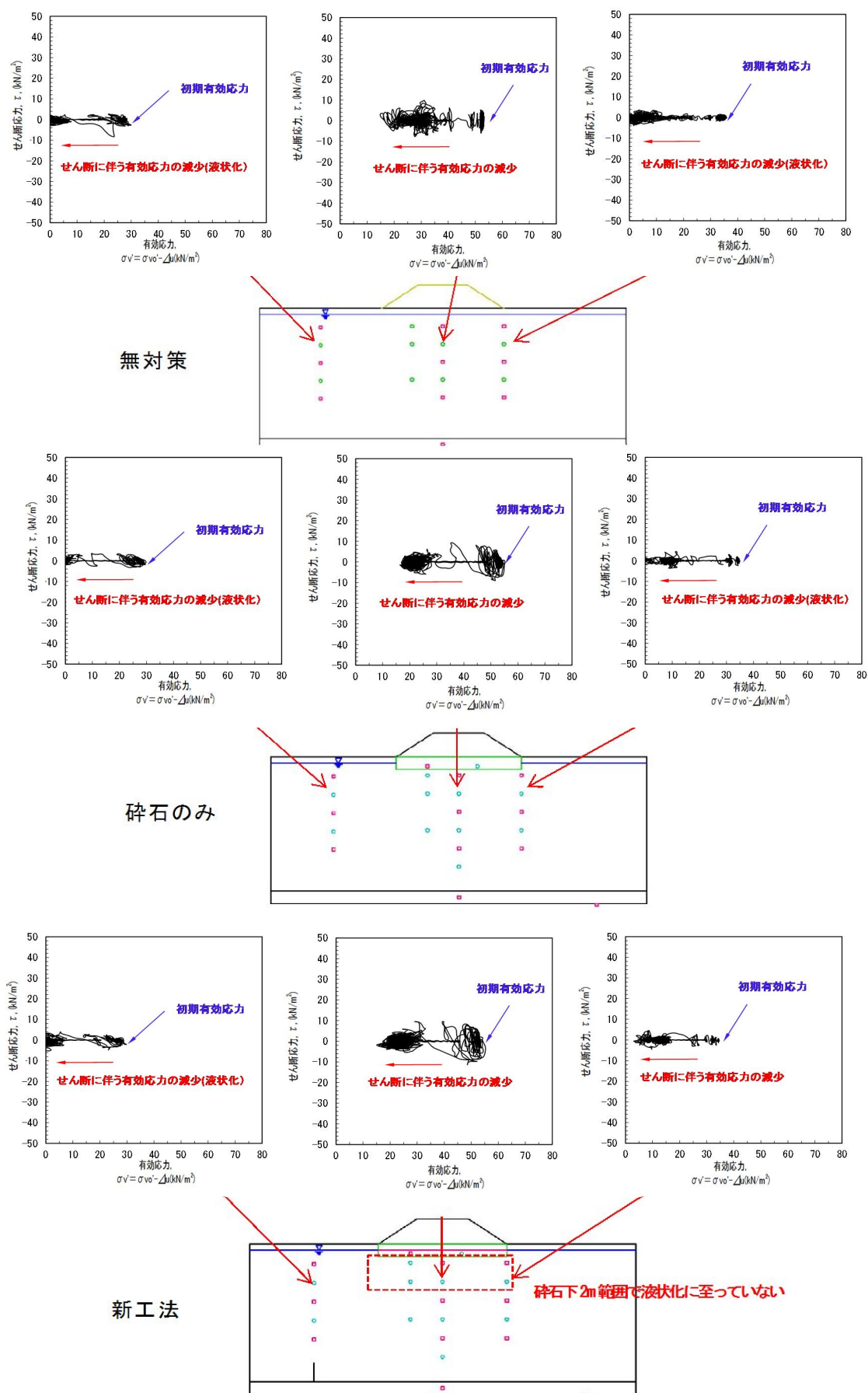


図 3.4.2-8 液状化地盤内 (G.L. -3m) の位置の応力経路

### 3. 4. 3. 動的有効応力 FEM(LIQCA) を用いた間隙水圧の算定

#### 3.4.3.1. 動的有効応力 FEM(LIQCA) を用いた数値解析(その1)

##### (1) 解析概要

遠心载荷装置を用いた液状化模型実験(その1)について、動的有効応力 FEM(LIQCA)<sup>3)</sup>を用いた数値解析により、過剰間隙水圧を再現するものである。解析モデル・検討ケース・パラメータ等の解析条件はすべて、3.3.3.1と同様である。

##### (2) 解析結果

図 3.4.3-1 と図 3.4.3-2 にそれぞれ、PP3-1 と PP2-1 における新工法(Case3)の過剰間隙水圧の解析結果と実験結果を示す。

PP3-1 は盛土中央直下 GL-1.5m であり、PP2-1 は盛土中央直下 GL-6.25m の間隙水圧の値である。PP3-1 は、碎石層内に位置していることから、実験値および解析値ともに過剰間隙水圧はほとんど発生していない。PP2-1 の実験は、10 秒付近で一度ピークを迎え、その後に過剰間隙水圧が消散する傾向を示し、再び 15 秒付近から増加する。それに対し、PP2-1 の解析では、実験より早い 3 秒から過剰間隙水圧が増加し、8.5 秒付近でピークを迎え、その後に過剰間隙水圧が消散する傾向を示し、20 秒付近からほぼ一定値を示している。なお、過剰間隙水圧の最大値は、解析・実験でほぼ同等値である。

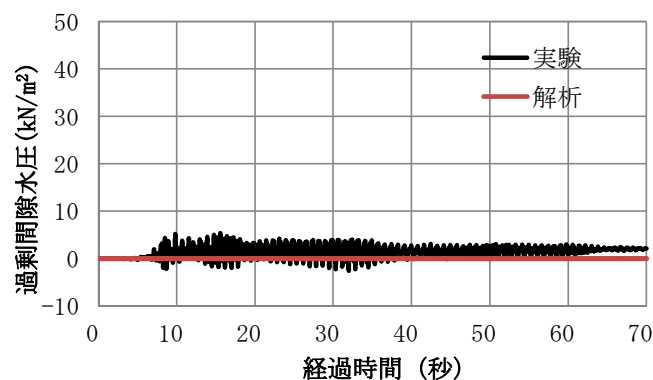


図 3.4.3-1 Case3 過剰間隙水圧比 (PP3-1)

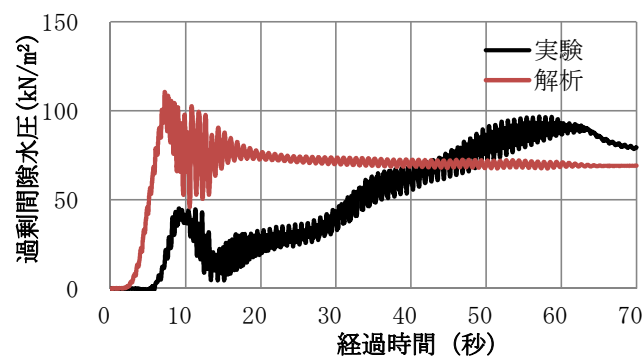


図 3.4.3-2 Case3 過剰間隙水圧 (PP2-1)

図 3. 4. 3-3～図 3. 4. 3-5 に、動的有効応力を用いた数値解析による過剰間隙水圧比の分布図を示す．ここでは、加振終了時の分布を示した．無対策(Case1)及びジオテキのみ(Case2)と比べ、新工法(Case3)は、過剰間隙水圧比が 0.0~0.1 の範囲がやや大きく見えるものの、数値解析では明瞭な違いは出せなかった．

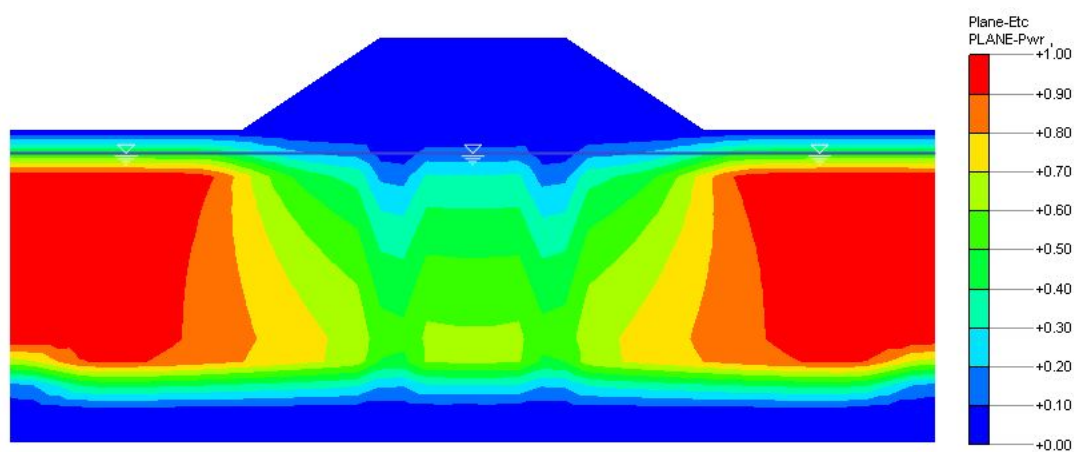


図 3. 4. 3-3 無対策 (Case1) の過剰間隙水圧比

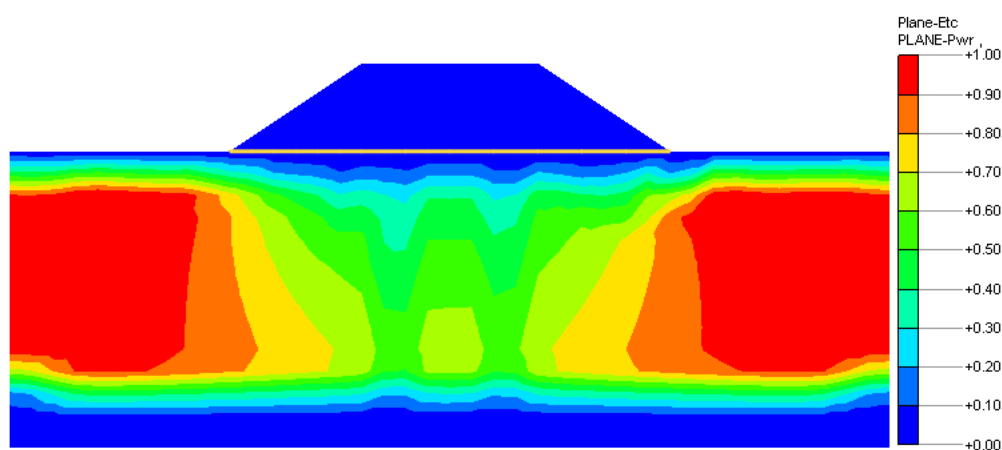


図 3. 4. 3-4 ジオテキのみ (Case2) の過剰間隙水圧比

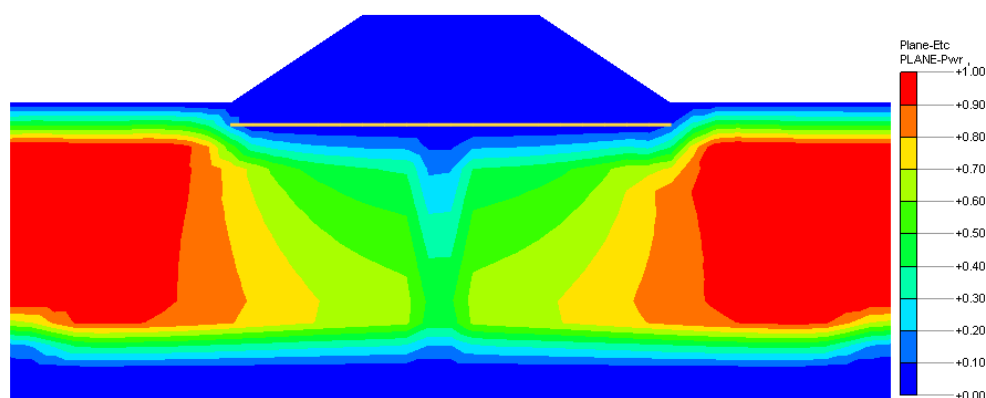


図 3. 4. 3-5 新工法 (Case3) の過剰間隙水圧比

### 3.4.3.2 動的有効応力 FEM(LIQCA) を用いた数値解析(その2)

#### (1) 解析概要

遠心载荷装置を用いた液状化模型実験(その2)について、動的有効応力 FEM(LIQCA)<sup>3)</sup>を用いた数値解析により、過剰間隙水圧を再現するものである。解析モデル・検討ケース・パラメータ等の解析条件はすべて、3.3.3.2と同様である。

#### (2) 解析結果

図 3.4.3-6 に、地表面下 GL-1.5m(碎石の下 0.5m)における過剰間隙水圧比の解析結果と実験結果を示す。ここで、PPT11 は盛土範囲外の値、PPT14 は法尻部の値、PPT13 は盛土中央直下の結果である。加振に伴い過剰間隙水圧が上昇し、その開始時間はほぼ再現できている。過剰間隙水圧の最大値は概ね再現できているが、特に、法尻部と盛土中央部の新工法においては、実験値より解析値の方が少ない。間隙水圧の実験値を解析で再現するのは、限界がありそうであるものの、実験(その1)と比べると再現性は高いと考える。

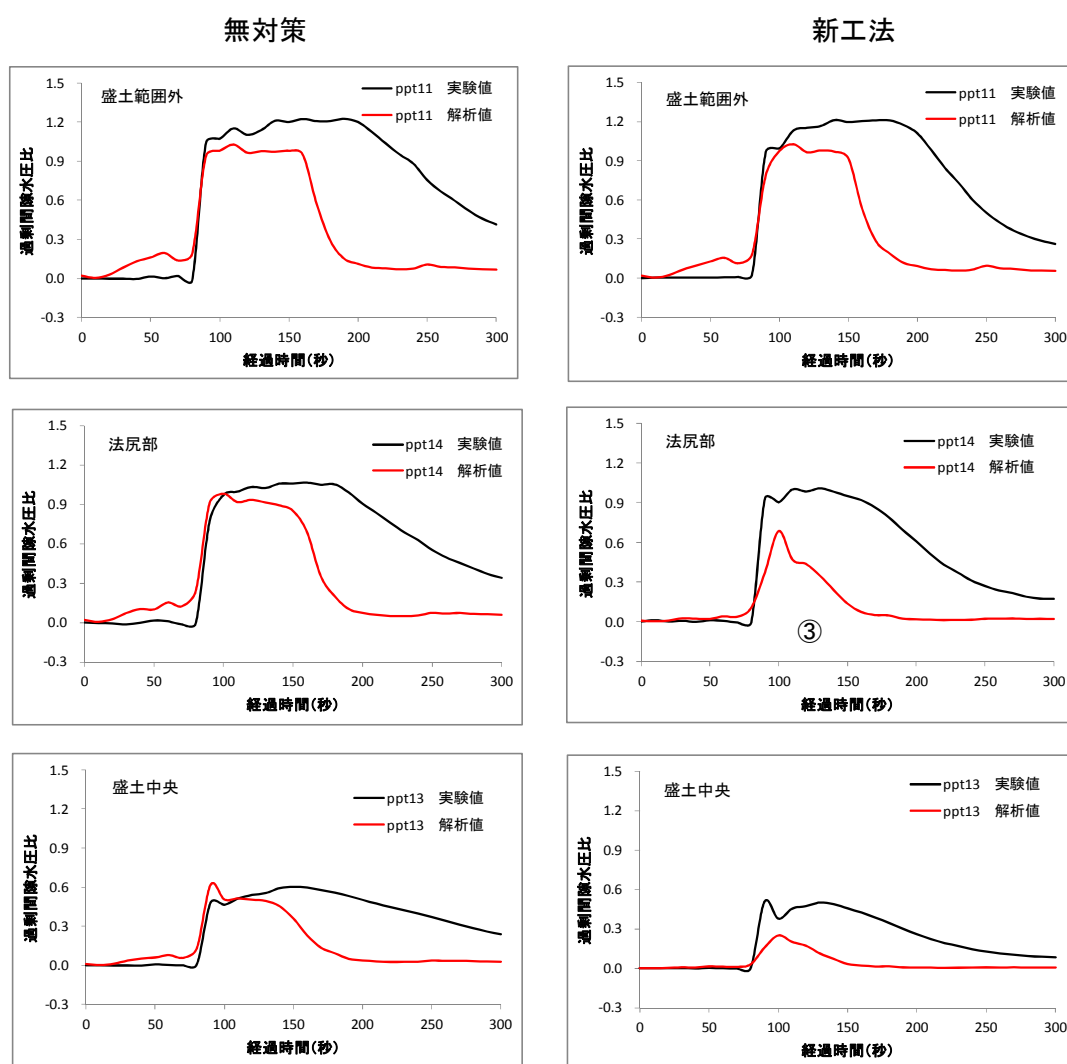


図 3.4.3-6 碎石直下(50cm 下がり)の位置の過剰間隙水圧時刻歴

図 3. 4. 3-7～3. 4. 3-9 に、動的有効応力 FEM を用いた数値解析による過剰間隙水圧比の分布を示す。ここでは、最大加振時点(120sec)の過剰間隙水圧比を示した。無対策(Case4)と比べて砕石のみ(Case-5)は、盛土直下において青色～水色(間隙水圧比 0～0.3)の範囲が深く広がっており、砕石による間隙水圧消散の傾向が見られる。さらに、新工法(Case6)は、盛土直下において青色(間隙水圧比 0～0.1)の範囲が深く広がっており、明瞭な間隙水圧消散の効果が見られる。

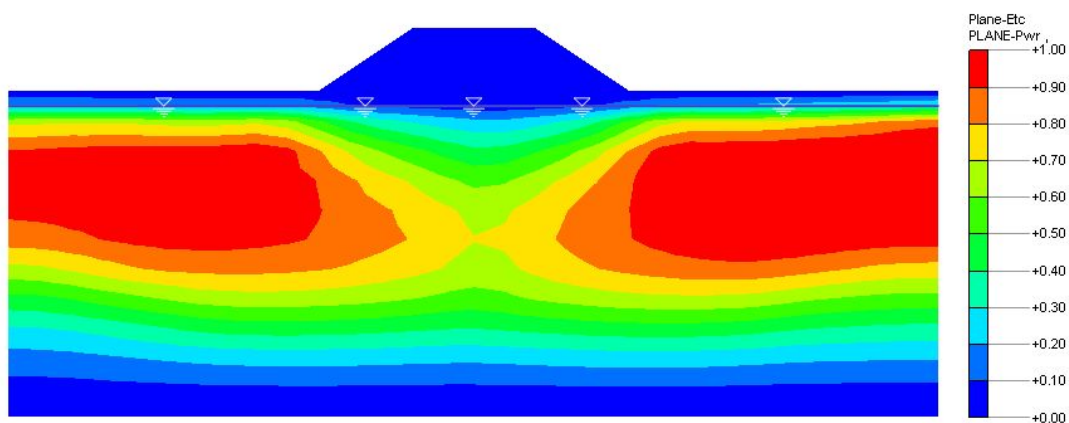


図 3. 4. 3-7 無対策 (Case4) の過剰間隙水圧比 (120s)

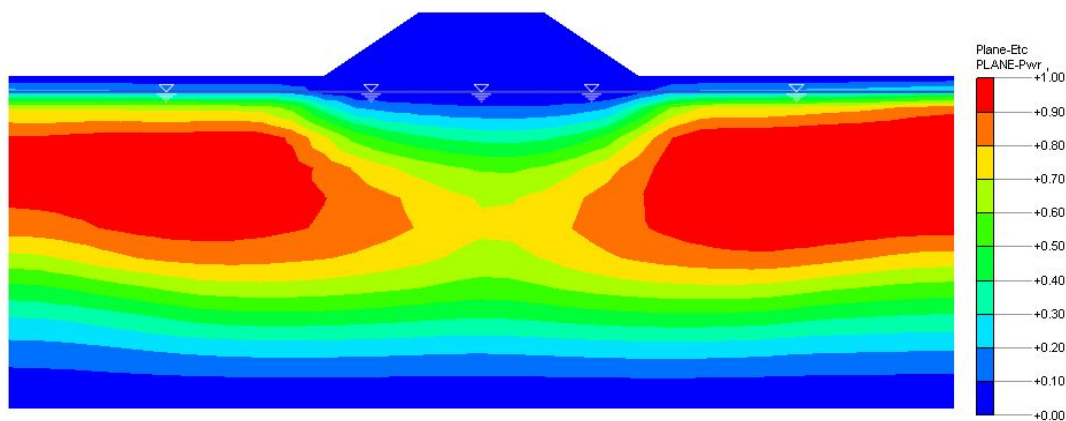


図 3. 4. 3-8 砕石のみ (Case5) の過剰間隙水圧比 (120s)

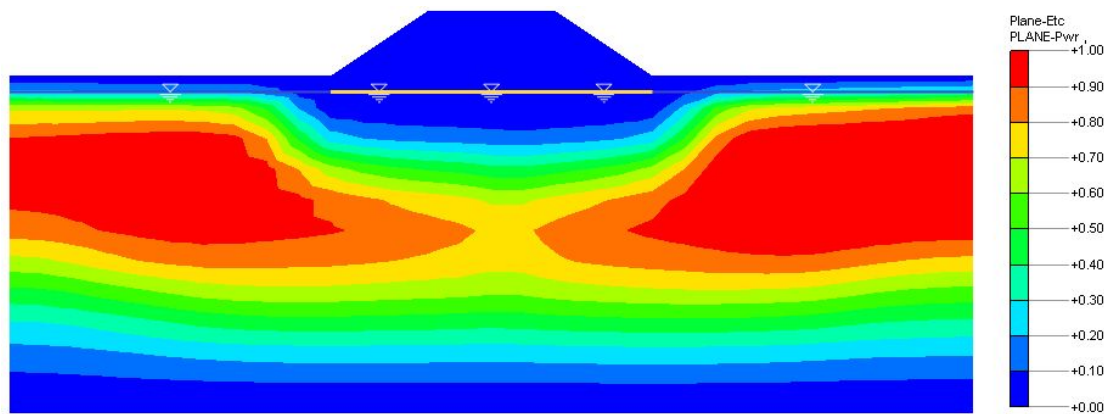


図 3. 4. 3-9 新工法 (Case6) の過剰間隙水圧比 (120s)

### 3. 4. 4. 過剰間隙水圧比による液状化抵抗値 FL の整理

図 3.4.4-1 に、遠心载荷装置を用いた液状化模型実験(その 2)の主揺動直後における過剰間隙水圧比及び、過剰間隙水圧比から推定される液状化抵抗値 FL 値の分布を示す。ここで FL 値は、FL と過剰間隙水圧比の関係(参考図(1))<sup>4)</sup> から求めた。以下に、砕石層により過剰間隙水圧抑制が発揮されやすい浅層部(GL-1.5m および GL-3.0m)に着目して論じる。

- ・無対策(Case4)の深さ 1.5m の盛土中央は、盛土の上載圧の影響で液状化抵抗値  $F_L$  は 1.0 以上あり液状化していないが、法尻付近は 0.6 以下であり完全液状化に至っている。
- ・新工法(Case6)の深さ 1.5m の盛土中央、法肩、法尻の  $F_L$  は、それぞれ 1.45、1.45、0.89 であり、FL 平均値は 1.3 程度である。深さ 3.0m の盛土中央、法尻の  $F_L$  は 1.45 及び 0.96 で、平均値は 1.2 程度である。なお、1 か所の計測器はトラブルで測定されていない。
- ・上記結果は、砕石層の周辺地盤で砕石による排水効果により液状化に至らない領域が形成されたためと考える。盛土直下の深さ 1.5m 及び 3.0m に  $F_L$  の平均値はそれぞれ 1.3 及び 1.2 程度である。これらの効果は、液状化層のせん断強度の低下を抑制に寄与しており、盛土の変形照査の数値解析(動的有効応力 FEM 及び静的 FEM(ALID))では、砕石層周辺 1 m の範囲を不完全液状化層として評価することが可能と考えている。

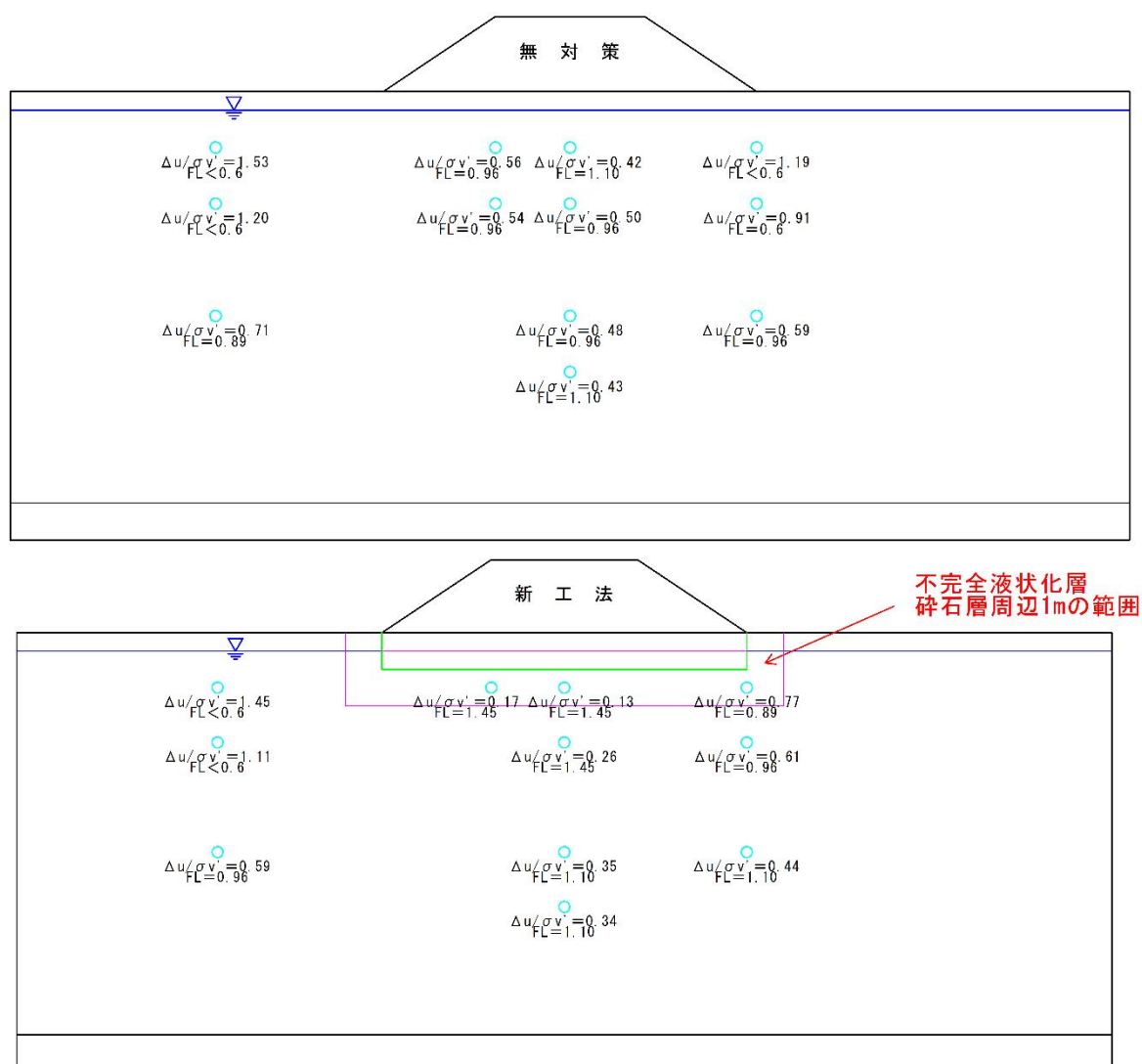


図 3.4.3-10 主揺動時の過剰間隙水圧比と FL の分布図

### 3. 5. 動的有効応力 FEM と静的 FEM(ALID) との比較

#### 3. 5. 1. 目的

「3. 3. 4. 動的有効応力 FEM による新工法の適用性検討」では、「3.3.4.1 盛土高さの影響」のなかで、盛土高さ 2m～10m までにおいて新工法の沈下抑制効果を確認した。動的有効応力 FEM(LIQCA)は、地震動の時刻歴による挙動は再現できるが、液状化地盤毎に繰返し三軸試験による動的特性が必要になることや、解析パラメータの設定が難しいこと等の理由から実務設計上の使用は非常に少なく、静的 FEM(ALID)<sup>5)</sup> が良く使用されている。近年の静的 FEM(ALID)は、盛土被災事例（沈下量）との再現性を高めた方法が提案されており、本件も近年の ALID を使用した。

ALID は、液状化判定で簡易に求められる液状化抵抗率 FL が基本パラメータとなり、FL に対応する液状化地盤の剛性低下を考慮することによって液状化残留変形量を求める 2 次元有限要素法である。ここでは、FEM(ALID)と動的有効応力解析の結果と比較し、FEM(ALID)の設計法の適用性を確認するものである。

#### 3. 5. 2. 検討概要

盛土条件及び地盤条件等の解析条件は、「3.3.4.1 盛土高さの影響」と同様とし、液状化層厚は 10m、盛土高さは 2m,4m,6m,8m,10m である。FEM(ALID)の結果は、動的有効応力 FEM の結果と対比して整理した。以下に、静的 FEM(ALID)解析に必要なパラメータ設定を示す。

- ・ FL 値を求める際に使用する液状化判定用の水平震度  $kh$  は、動的有効応力 FEM の入力加速度（レベル 2 地震動相当）と整合させるために、道路土工軟弱地盤対策工指針のⅢ種地盤に準拠した  $kh=0.6$ <sup>6)</sup> とした。
- ・ 3.4.4 に示したように、碎石層周辺 1m は不完全液状化層( $FL=1.2$ )を設けた。
- ・ 液状化抵抗率 FL の算定に用いる液状化せん断強度比 RL は、液状化層の中間深度の平均有効応力から求めた。

#### 3. 5. 3. 検討結果（最終沈下量）

図 3.5.3-1(1)と(2)に、盛土高さと最終沈下量（盛土天端中央と法肩）を示す。また、図 3.5.3-2(1)と(2)に、盛土高さと沈下比(対策後沈下量／無対策沈下量)を示す。ここでは、静的 FEM(ALID)は実線で示し、動的有効応力 FEM はプロットで示した。以下に、その結果を箇条書きで論じた。

- ・ 静的 FEM(ALID)の最終沈下量（無対策）：盛土高 2m が、盛土天端中央で 1.30m、法肩で 1.12m と最も大きく、盛土高が高くなるにつれて沈下量は減少する。この傾向は、動的有効応力 FEM と同様である。
- ・ 静的 FEM(ALID)の最終沈下量（新工法）：盛土高 2m が、盛土天端中央で 0.81m、法肩で 0.78m と最も大きく、盛土高が高くなるにつれて沈下量は減少する。この傾向は、動的有効応力 FEM と同様である。
- ・ 静的 FEM(ALID)の結果は、動的有効応力 FEM よりも大きく、安全側の結果を示す。
- ・ 静的 FEM(ALID)の沈下比は、動的有効応力 FEM と同様に 0.7 を確保している。



以上より，静的 FEM(ALID)により最終沈下量を評価することは可能と考える．

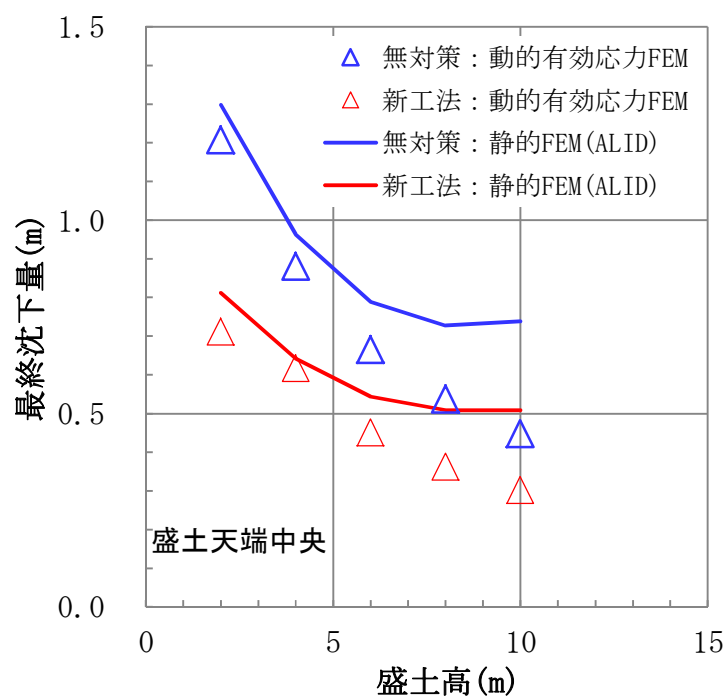


図 3.5.3-1(1) 盛土高さと最終沈下量（盛土中央）  
（動的有効応力 FEM と静的 FEM(ALID) の比較）

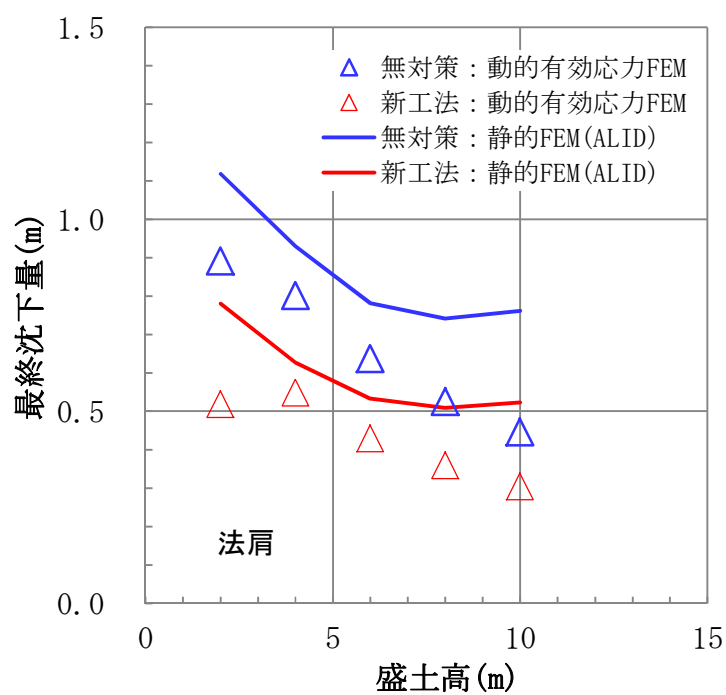


図 3.5.3-1(2) 盛土高さと最終沈下量（法肩）  
（動的有効応力 FEM と静的 FEM(ALID) の比較）

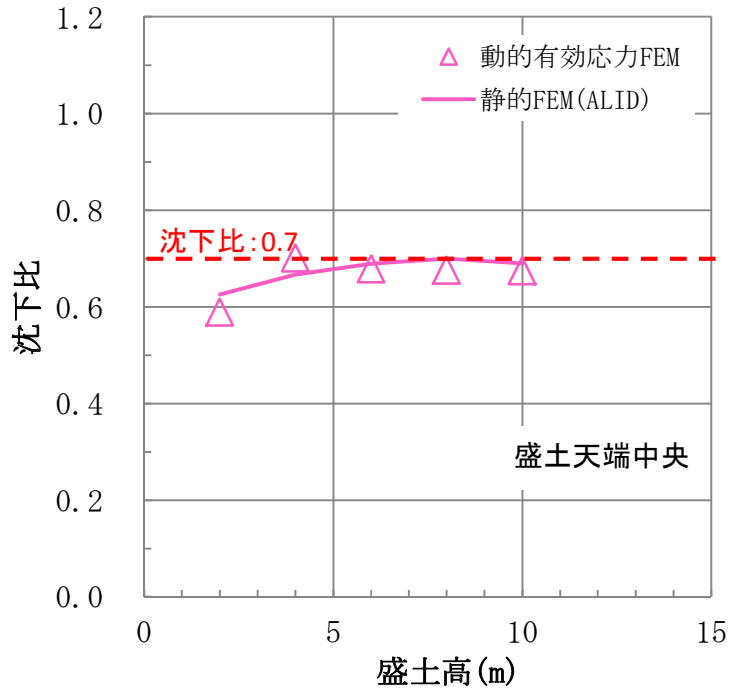


図 3.5.3-2(1) 盛土高さと最終沈下比(盛土天端中央)  
(動的有効応力解析と設計手法(静的FEM(ALID))の比較)

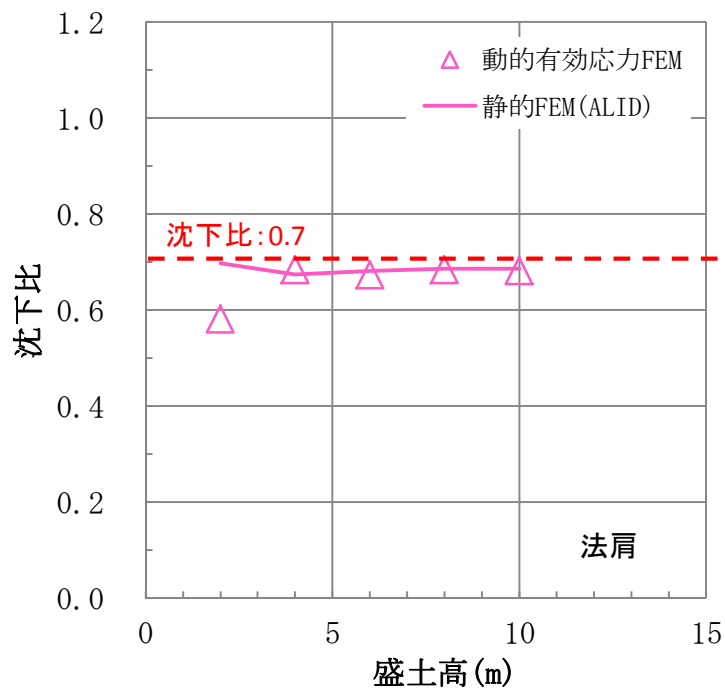


図 3.5.3-2(2) 盛土高さと最終沈下比(盛土法肩)  
(動的有効応力解析と設計手法(静的FEM(ALID))の比較)

### 3. 5. 4. 検討結果（法尻水平変位）

図 3.5.4-1 に、盛土高さと法尻水平変位量を示す。また、図 3.5.4-2 に、盛土高さと拡幅比(対策後法尻水平変位量／無対策法尻水平変位量)を示す。ここでは、静的 FEM(ALID)は実線で示し、動的有効応力 FEM はプロットで示した。以下に、その結果を箇条書きで論じた。

- ・静的 FEM(ALID)の法尻水平変位量：無対策及び新工法ともに、盛土高 2m と 4m で法尻水平変位量がほとんど生じず、動的有効応力 FEM の結果と整合しない。また、動的有効応力 FEM の結果より法尻水平変位量が少なくなっており、危険側の解析結果を示す。
- ・静的 FEM(ALID)拡幅比：盛土高 4m は、無対策より新工法の拡幅比が大きくなり、動的有効応力 FEM と大きく異なる。盛土高 6m 以降の拡幅比は 0.68 でほぼ一定値を示しているが、盛土高 2m の拡幅比が極端に低くなる。

以上から、静的 FEM(ALID)により法尻水平変位量を評価することは難しいと考えられる。

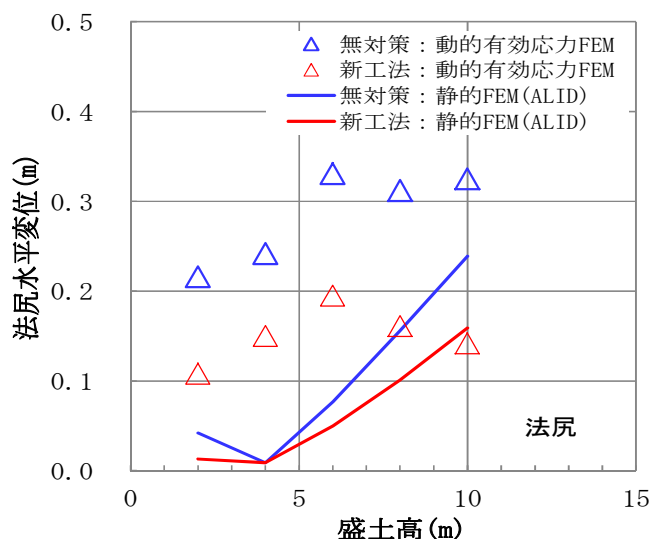


図 3.5.4-1 盛土高さと法尻水平沈下量(動的有効応力 FEM と静的 FEM の比較)

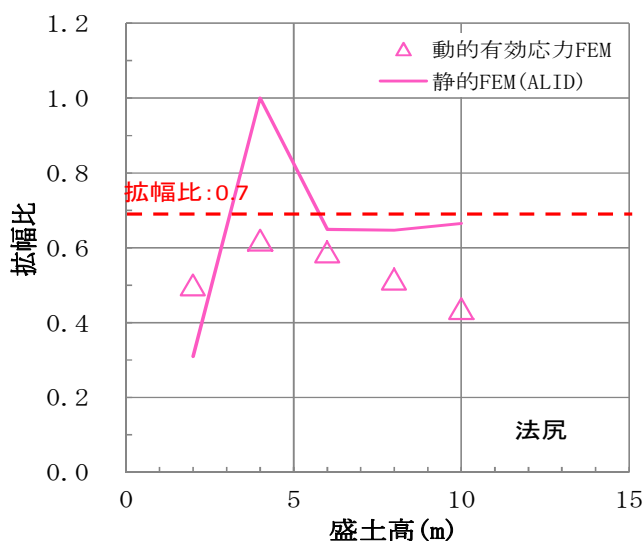


図 3.5.4-2 盛土高さと拡幅比(動的有効応力 FEM と静的 FEM の比較)

### 3. 6. 施工事例

#### (1) 事例概要

筆者ら<sup>7)</sup>がとりまとめた新工法の施工事例を本項に紹介する。

香川県高松市に位置する西日本高速道路(株)四国支社は、緊急車両等の駐車場整備において、南海トラフ巨大地震による津波浸水高さ2mの嵩上げ盛土が計画されていた。当地区は、港湾部に位置する埋立地であるため、深度12mまでN値10以下の砂質土層が分布している。南海トラフ巨大地震が発生した場合、基礎地盤が液状化し、盛土に影響を与えることが判明したため、液状化対策工が必要となった。従来の液状化対策工法は、地盤改良が主であるが、液状化層をすべて改良することは、施工費が非常に高くなり、事業予算の確保が困難であった。そこで、駐車場の用途を考えるとともに、コスト縮減を図れる工法選定を行うこととなった。

駐車場は、液状化により沈下が発生しても盛土天端の不陸が抑制できれば、津波が来た後に緊急車両等の出動が可能である。これを目標性能とした工法選定の結果、本工事では、液状化時の盛土の変形を抑制する新工法が採用された。

新工法は、砕石により高強度ジオシンセティックスを挟み込んだ構造体を盛土直下に配置するものである。砕石層の高い透水性により、液状化時に砕石層周辺の過剰間隙水圧を速やかに消散させる。また、高い剛性を持った砕石とジオシンセティックスが一体的(盤的)な挙動となることから、盛土の法尻部の側方変形を抑制するとともに、天端の沈下量を低減する。これらは、液状化時の盛土の変形を評価するため、静的FEM(ALID)<sup>8)</sup>による設計を行い、目標性能を満足することを確認した。

#### (2) 設計事例

南海トラフ巨大地震は図3.6-1に示すように想定震源域が広域であり、当該工区にも影響する。駐車場整備では、津波浸水高さ2mの嵩上げ盛土が計画されたが、埋立て砂質土層が深度12mまで分布する地層構成であり、巨大地震時の液状化による影響が懸念された。これを確認するため、静的FEM(ALID<sup>8)</sup>)を実施した。

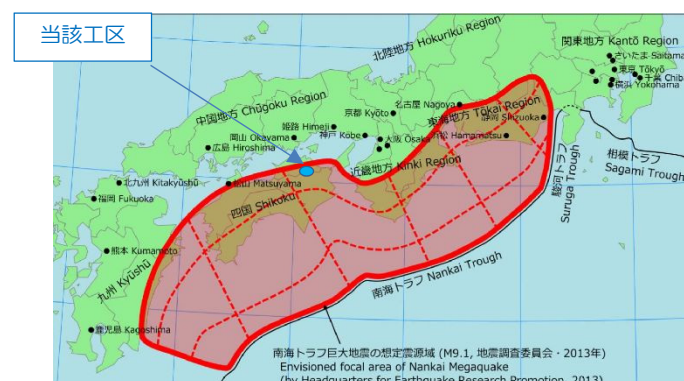


図 3.6-1 M9 南海トラフ巨大地震の想定震源域<sup>9)</sup>

静的FEM(ALID)は、地盤の液状化に伴って発生する流動現象のメカニズムに着目し、液状化層の土骨格構造破壊に起因する剛性の消失として捉え、盛土自重応力下に存在する砂質

土層が、せん断剛性の低下によって変形すると仮定した静的な地盤変形解析手法である。

手順としては、まず、液状化判定の結果（FL算出値）に基づき、液状化によって剛性が低下する領域と液状化しない領域に区分する。次に、初期応力解析によって、図3.6-2に示した点Aの状態を求める。さらに、液状化した場合の解析では、実際には点Aから点Cに向かう現象について、点Bを経由して点Cに至ることとしている。液状化した要素の応力とひずみ関係は、下に凸のバイリニアモデルで表現している。ここで、液状化時の剛性 $G_1$ は、図3.6-3に示すように、液状化強度比 $R_L$ と液状化抵抗値 $FL$ で定義されている。

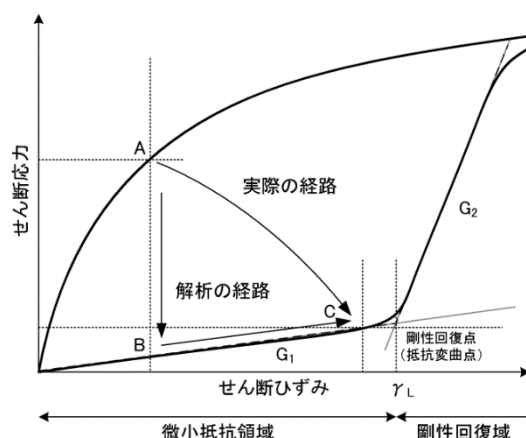


図 3.6-2 ALID 液状化地盤のせん断応力とひずみ関係<sup>8)</sup>

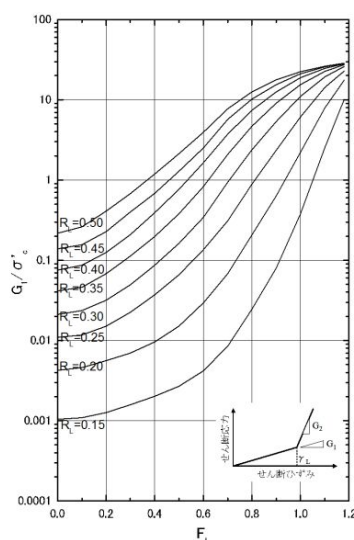


図 3.6-3 ALID 解析  $R_L$  毎の  $G_1$  と  $FL$  の関係<sup>8)</sup>

図 3.6-4 に平面図を示す。新工法による対策は、図 3.6-5 に示すように、現地盤から深さ 1.0m を掘削して配置した。図 3.6-6 は、施工完了後に FEM 解析（ALID）を行い、新工法の対策による盛土の変形抑制効果を確認したものである。ここでは、無対策時と新工法対策時の解析結果を示している。

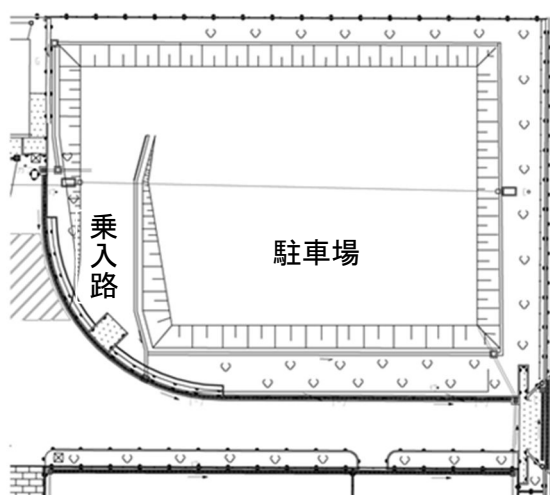


図 3.6-4 平面図

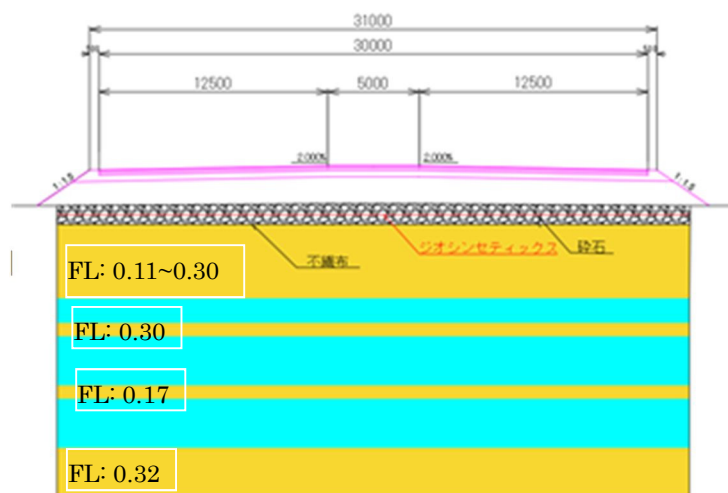


図 3.6-5 新工法断面図

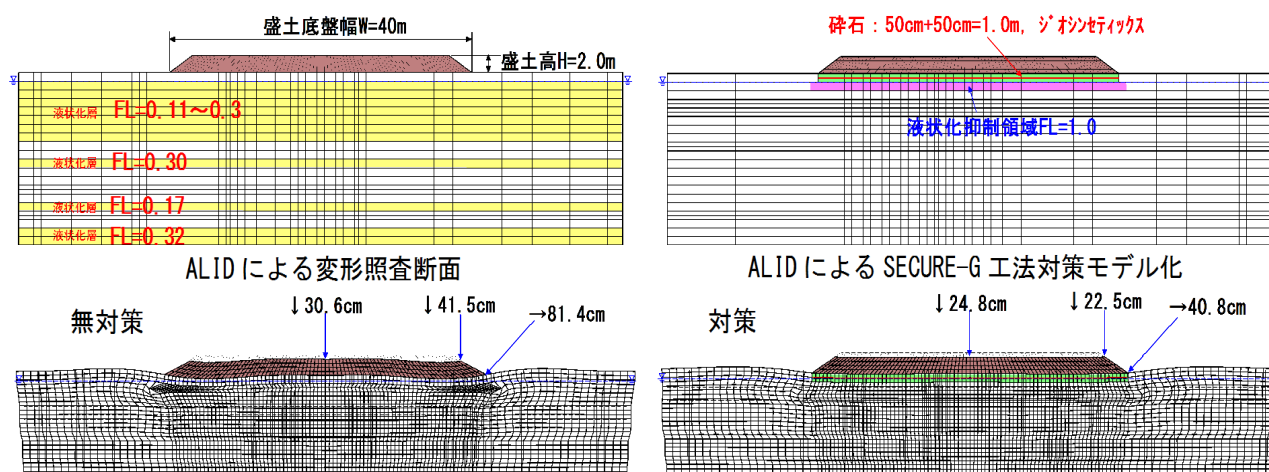


図 3.6-6 解析結果

解析値と要求性能判断の結果を以下に箇条書きで示す。

- ・ 無対策時の盛土天端では、中央部沈下量 30.6 cm，路肩部沈下量 41.5 cm であり，10 cm 以上の不等沈下量が確認された。特に，路肩部は車両の乗り入れ部に当たるため，40 cm 以上の沈下が発生すると，緊急車両の通行は困難と考えられた。
- ・ 新工法の対策時は，中央部沈下量 24.8 cm，路肩部沈下量 22.5 cm であり，不等沈下がほとんど解消された。また，乗り入れ部に当たる路肩部の沈下が 20 cm 程度と少なく，緊急車両の通行は可能と判断された。

以上の結果とともに，事業費の制約上も工事着手が可能との判断があり，新工法による対策案が採用された。



### (3) 施工状況

当該地区の工事は、2013 年と 2014 年に工事専門業者により実施された。写真 3.6-1 と写真 3.6-2 に施工状況を示した。なお、施工手順は以下のとおりである。

- 1)掘削：設計で設定した砕石厚 1.0m の空間を確保するために掘削した。
- 2)不織布の設置：不織布は、液状化時に地盤の細粒分が砕石内に流入しないため、掘削の底面から側面側にわたって敷設した。ここで、砕石の敷均しや締固め作業時には、不織布がズレたりして分離材の機能が損なわないよう注意した。
- 3)砕石のまき出し・敷均しと締固め：砕石層の一層の仕上り厚さは 25cm を基準とした。まき出し時点から基準の厚さを考慮し、敷き均しにより平坦性を確保した。締固めは、新工法の安定性や耐久性に大きな影響を与えるものであるため、タイヤローラの転圧機械により締固め度 90%以上を確保した。なお、ジオシンセティックス上への砕石のまき出しは、ジオシンセティックスを損傷しないように十分注意し、特に、ジオシンセティックスの上に直接重機を走行させないこととした。
- 4)ジオシンセティックス敷設：ジオシンセティックス敷設の範囲は、設計で定めた補強方向に必要な敷設長を確保した。補強材を敷設後、曲がりやたるみが生じないように、固定ピンによって補強材を固定した。
- 5)盛土：新工法の上部の盛土は、所定の管理方法により構築された。具体的には、NEXCO 土工施工管理要領の締固め規定に基づき実施された。



写真 3.6-1 砕石の締固め



写真 3.6-2 ジオシンセティックスの敷設



#### （４）液状化対策のまとめ

新工法が採用されたことにより、当初に検討された地盤改良工より大幅なコスト縮減が達成された。また、施工においては、地盤改良の専用重機を必要としない一般土工工事であるため工期短縮となった。

1995 年 1 月兵庫県南部地震や 2011 年 3 月東北地方太平洋沖地震時などの大規模地震を受け、地震動や液状化に対する設計が必要となり、性能設計の導入に至ってきている。盛土も、設計法の見直しが行われており、防災意識の高まりの中で緊急輸送路の確保など、大規模地震時の耐震性が求められてきている。その際、液状化対策を要する場合には、従来の発生防止対策の地盤改良ではコストが著しく増大することとなり、現実的に対応不可能なケースが現れており、それに代わる新工法は適用性が高いと考えている。

性能設計の導入により、変形を許すものの修復可能な限界や破壊に至らない変形を照査していく手法として FEM が必須になっている。このような現状に合わせ、技術開発を進めたのが新工法である。本工法は、ジオシンセティックスと碎石を組合せた比較的簡易な液状化対策工法であり、限られた事業コストで対策が可能となる。今後も、液状化の発生そのものは許容するが、沈下量の低減や側方変位を抑制したいニーズに合わせて、施工実績が増えると考えている。

### 3. 7. まとめ

以下に本章の内容をとりまとめる。

- ・従来の地盤改良工法に変わる新しい発想の液状化対策として、施工性・環境性・経済性に優れる碎石とジオシンセティックスを浅層に設置する新工法を提案した。新工法は、対策効果として盛土の変形抑制という性能設計の概念を取り入れた研究を行った。
- ・新工法について、液状化時の盛土の変形抑制を確認するため、遠心载荷装置を用いた模型実験を行った。その 1 実験は、換算の盛土天端幅 8m、盛土高 4m、液状化層厚 10m 等であり、無対策と比べて新工法は、盛土天端の沈下量が 70%未満、法尻の水平変位量が約 30%に抑制されていることを確認した。その 2 実験は、換算の盛土天端幅 4m、盛土高 2m、液状化層厚 10.5m 等であり、無対策と比べて新工法は、盛土天端の沈下量が 70%未満、法尻の水平変位量が約 30%に抑制されているとともに、盛土の形状保持と不等沈下抑制に効果があることを確認した。また、碎石単独対策およびジオシンセティックス単独対策の実験結果とも比較し、新工法の方が盛土天端の沈下抑制が 10%以上高いことを確認した。なお、ジオテキ单独対策より新工法は、ジオシンセティックスのひずみが大きく引張補強効果がよく発揮されていること、碎石単独対策より新工法は、法尻沈下量と法尻水平変位量の抑制が高く、引張補強を発揮するジオシンセティックスが有効であることを確認した。
- ・動的有効応力 FEM (LIQCA) を用いて、遠心载荷実験その 1 とその 2 の再現解析を行った。盛土天端の沈下は、継時的な沈下挙動の再現性は低いものの、最終沈下量の再現性は概ね達成できた。しかし、最終の水平変位量の再現性は低く、体積ロッキング（メッシュが等体積条件のため変形を阻害する現象）により過小評価された可能性を示した。
- ・ジオシンセティックス引張力の最大値は、解析値は実験値の約半分となったが、これら

は、砕石とジオシンセティックスのモデル化に検討の余地がある課題を示した。

- ・遠心実験その1とその2以外の条件において、新工法の適用性（変形抑制効果）を確認するため、動的有効応力FEM（LIQCA）を用いたパラメータスタディ解析を行った。液状化層10mの盛土高2m～10mでは、無対策と比べて新工法は、盛土天端の沈下量が70%以下に抑制されることを確認した。粘性土層が介在する地盤条件では、表層3mが粘性土層の場合は新工法の対策効果が低い、中間に粘性土層（表層が液状化層）の場合は盛土天端の沈下量が70%以下に抑制されることを確認した。砕石層を薄く（1.0m厚を0.5m厚に低減）する場合は、盛土の沈下抑制効果が低下することを示した。変形抑制の効果は、砕石層の透水係数によることが大きいことを示した。
- ・砕石層周辺の液状化地盤においては、遠心載荷実験により、過剰間隙水圧の発生が抑制されていることを確認し、この効果が盛土の変形抑制効果に有効であるとの見解を示した。砕石層周辺の液状化地盤の過剰間隙水圧の抑制は、動的有効応力FEM（LIQCA）でも確認できることを示した。過剰間隙水圧の抑制程度は、液状化抵抗値で評価すると $FL=1.2$ 程度となることを示した。
- ・設計で良く用いられる静的FEM（ALID）の適用性を確認するため、動的有効応力FEM（LIQCA）と対比した盛土の天端沈下の解析結果を整理した。ALIDは、LIQCAより安全側の解析結果であることから、設計での適用性があることを示した。
- ・新工法の施工事例について、施工箇所、目的、採用された背景、解析結果及び施工状況を紹介した。

新工法は、液状化地盤層厚10mの条件において、盛土天端の沈下量が70%以下に抑制されることを示したが、盛土の変形抑制量には限界があるため、要求性能を満足する現場にしか採用できないといった問題がある。要求性能には、例えば「2.4 道路盛土に求められる性能」に示したように、レベル1地震動では20cmの沈下、レベル2地震動では50cmの沈下といった考えがあり、液状化条件や盛土形状を考慮した変形解析により要求性能を満足できる場合には新工法は適用可能である。なお、新工法単独では適用できない場合でも、図3.7-1のような地盤改良工法との併用により要求性能を満足させる対策方法も考えられるので、積極的に新工法を提案していく所存である。

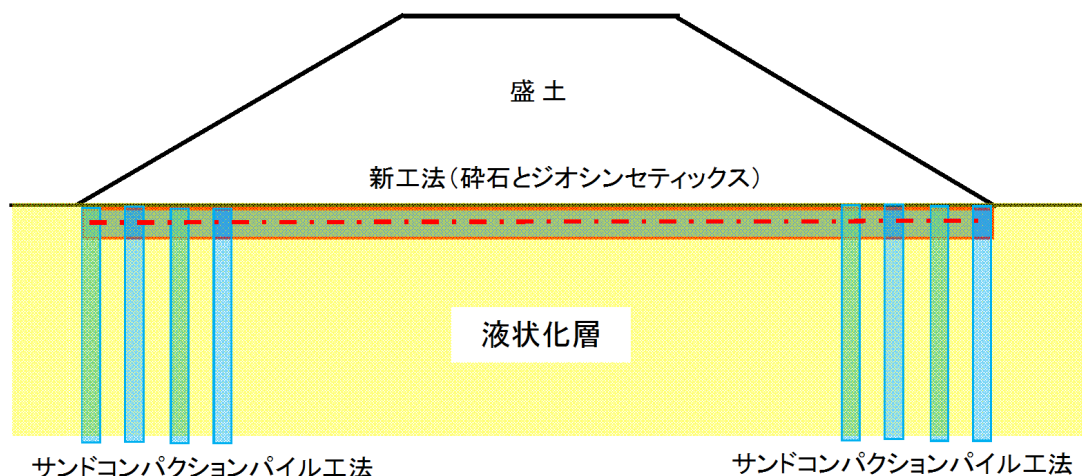


図 3.7-1 新工法と地盤改良工法の併用(イメージ)

## 参考文献

- 1) 村上, 久保, 松本, 大河内: 液状化地盤上の盛土の変形抑制を目的としたジオシンセティックスを碎石で挟む工法, ジオシンセティックス論文集(2010), Vol. 25, pp. 133-140.
- 2) 辻, 竜田, 王, 中根(2012): 2重壁構造を持つジオテキスタイル補強土壁の耐震性能, 土木技術資料, Vol. 54, No. 10, pp. 54-57.
- 3) 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所(2017): LIQCA2D17 及び LIQCA 3D17 の解説及びマニュアル
- 4) 社団法人日本道路協会: 道路土工軟弱地盤対策工指針(平成 24 年度版), 平成 24 年 8 月, pp.173, 参考図(1)
- 5) (国研)土研研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム: 土木研究所資料 河川堤防の液状化対策の手引き, 平成 28 年 3 月, pp. 8-13
- 6) 社団法人日本道路協会: 道路土工軟弱地盤対策工指針(平成 24 年度版), 平成 24 年 8 月, pp.168, 解表 5-1
- 7) Hajime Kawasaki, Mikio Kubo, Hla Aung, Yoshinao Kurachi: Case study on the deformation control method for embankment during liquefaction by using geosynthetics sandwiched with gravels , 11ICG: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, No.AF0484 (19 September 2018 Korean)
- 8) 安田 進, 吉田 望, 安達 健司, 規矩 大義, 互瀬 伸吾, 増田 民夫, 1999 年: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.71-89
- 9) 南海トラフ巨大地震の想定震源域, 2013 年: 地震調査研究推進本部 地震調査委員会

## 第4章 液状化対策工の今後の展望

### 4. 1. はじめに

第3章に示した砕石とジオシンセティックスを使った新工法は、他の目的でも活用する研究を進めており、今後の展望として紹介する。

盛土に関し液状化対策を行うべきとの考え方は、大規模地震動に対する備えや性能設計の必要性が広まるとともに、基準類<sup>1)2)3)</sup>が改定された最近の出来事である。そのため、過去に構築された盛土は、液状化対策が行われていないのが現状である。今後は、既設盛土に関しても、液状化対策の必要性が高まると考えているが、第3章に示した砕石とジオシンセティックスを用いた新工法は、盛土底面の全幅に設置する構造であり、新設盛土に適用する工法であるため、別途に工夫を施す必要がある。ここでは、筆者ら<sup>4) 5)</sup>が研究中の既設盛土の液状化対策工法を4.2.に紹介する。

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、埋立地で大規模な液状化が発生し、平面道路の被害やそのメカニズムが報告されている<sup>例えば 6)</sup>。平面道路の被害パターンとしては、液状化地盤が長時間揺れたことによりスロッシング的な揺動現象が発生したと想定されている。その条件としては、図4.1-1に示した「構造物等の境界部」、  
「液状化層変化」の箇所が挙げられている。この箇所では今後、平面道路の液状化対策の必要性が高まると考えているが、現対策は液状化そのものを防止する地盤改良工法が主流であり、コスト面等から事業化が厳しいと考えている。それに対し、3章に示したジオシンセティックスを使った新工法は、優位性があると考えている。なお、平面道路の舗装には、路盤材として砕石が使用されており、それにジオシンセティックスを組合せる工法は3章に示した構造と類似である。筆者ら<sup>7) 8) 9)</sup>は平面道路の液状化変形抑制工法を研究中であり4.3.に紹介する。



図1 構造物等の境界部による地盤の揺れの拘束

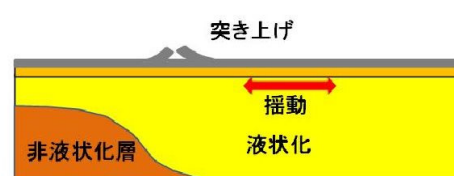


図2 液状化層下面の傾斜による影響

図4.1-1 平面道路の液状化影響の条件<sup>6)</sup>

## 4. 2. 既設盛土の液状化変形抑制対策

### (1) 盛土の液状化変形のメカニズム

図 4.2-1 に、液状化時に発生する盛土の側方変形のメカニズムを示す。ここで、110 は既設盛土、B は現況基礎地盤（液状化層）であり、B2 は法尻付近の基礎地盤、B3 は盛土下面の基礎地盤である。液状化発生時は、特に B2 付近でせん断強度が低下するため、側方変形（図中の矢印）が起こるとともに、盛土全体の変形に波及することになる。その結果、盛土天端部にクラックが発生することになれば、道路盛土の通行性が確保されない。

以上のメカニズムを踏まえると、法尻部分のみを対策するだけでも、盛土の変形抑制効果が発揮されると想定した。

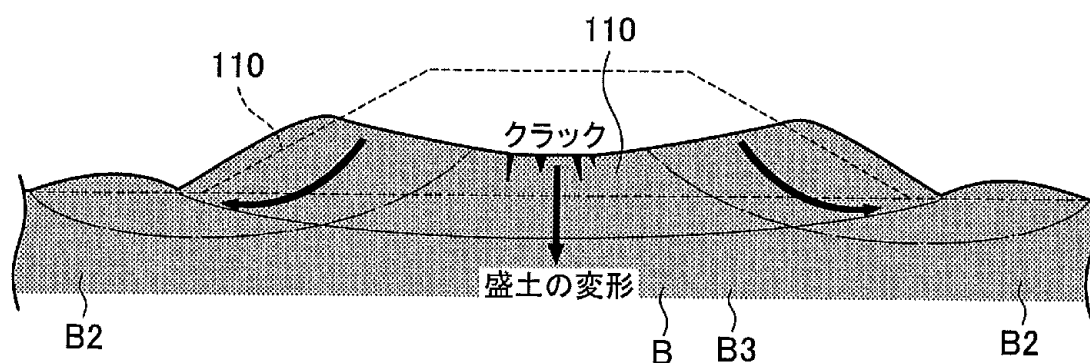


図 4.2-1 液状化による側方変形のメカニズム

### (2) 既設盛土の対策イメージ

図 4.2-2 に、既設盛土の対策イメージを示す。ここで、120 は基礎地盤（液状化層）の対策、130 は押え盛土の対策を示す。110 既設盛土の法尻部分に対策工を配置しており、道路天端に影響しない対策構造を想定している。

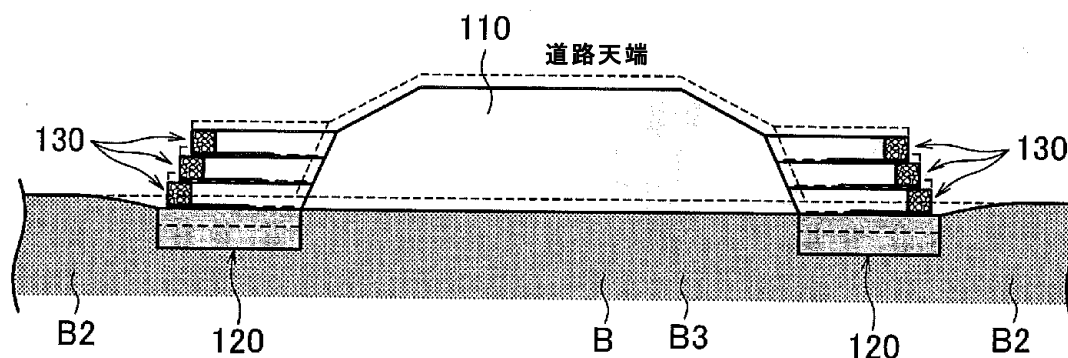


図 4.2-2 既設盛土の対策イメージ

基礎地盤の対策は、第3章に示した砕石とジオシンセティックスを用いた新工法と同様の構造である。また、押え盛土の構造は、既設盛土の移動を確実に留める一体性が高いとともに、盛土内の液状化を発生させない排水性を確保できる構造物として、補強材一体ふとんかご補強土壁を考えている。なお、本構造物は、筆者ら<sup>10) 11)</sup>により鋼製枠を使った補強土壁より一体性が高く粘り強い構造物であることを確認している。

### (3) 模型実験

図4.2-3(1)(2)に、模型実験の概要を示す。入力波は図4.2-4に示すように、最大加速度140gal、振動数5HZの正弦波を加振時間6秒で与え、その計測後には、同様の入力波を加振時間24秒で与えた。ここでは、1G場模型振動実験により、図4.2-2の既設盛土対策の効果を確かめる基礎的実験を実施した。詳細は文献<sup>4) 5)</sup>に報告しており、ここでは概要を紹介する。実験の結果は、図4.2-2の対策ケース（基礎地盤の対策＋押え盛土の対策）と対比するため、押え盛土のみの対策ケース、基礎地盤のみの対策ケースも実施した。

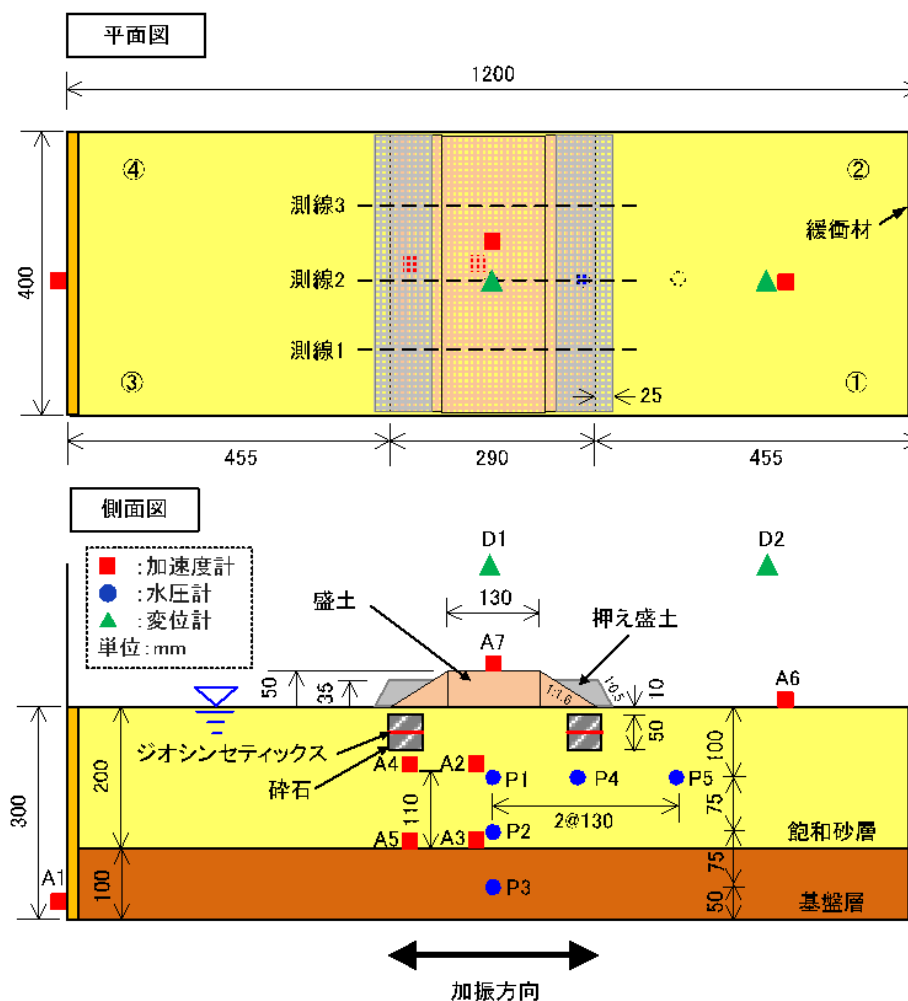


図4.2-3(1) 模型実験の概要(計測等)

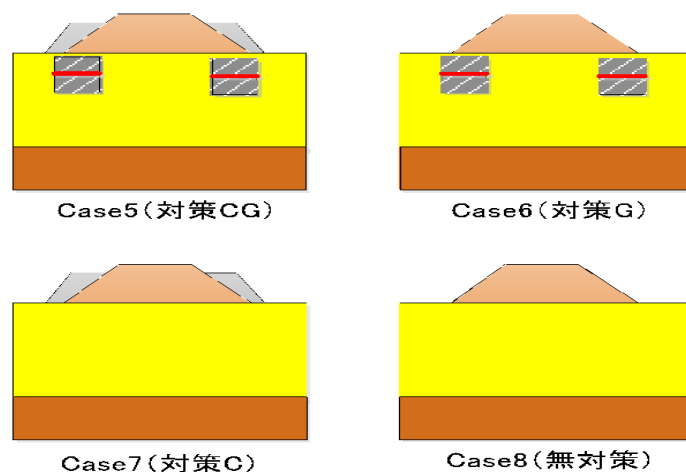


図 4.2-3(2) 模型実験の概要(実施ケース)

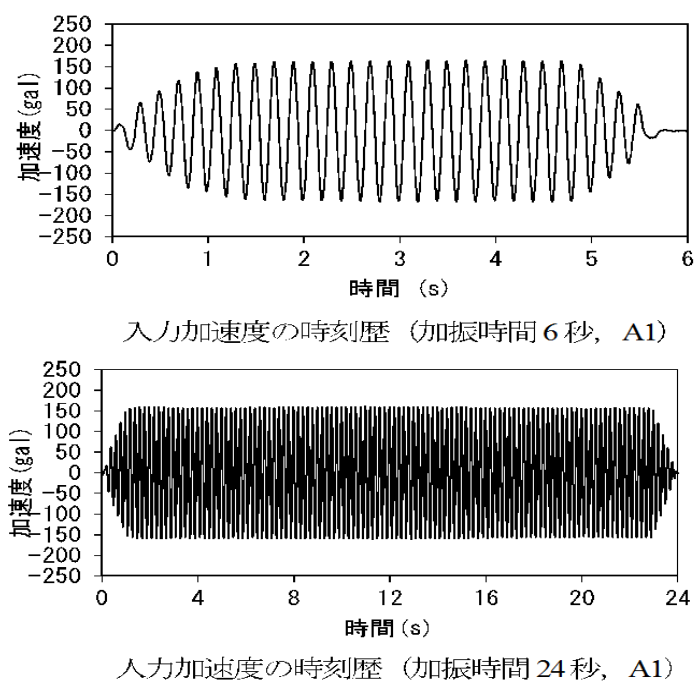


図 4.2-4 入力加速度

図 4.2-5 に加振時間 6 秒，図 4.2-6 に加振時間 24 秒の各対策ケースの盛土形状を示す．ここでは，図 4.2-2 の対策ケース（基礎地盤＋押え盛土）を対策CG，押え盛土のみのケースを対策C，基礎地盤のみのケースを対策Gとしている．以下に，実験結果を示す．

- ・盛土対策がある場合の対策CGと対策Cは，盛土荷重を増加させた影響により，全体沈下量が大きくなる傾向を示した．対策前の盛土荷重に対し，押え盛



土荷重が大きすぎたのが原因と考えられる．押え盛土による付加量は，既設盛土量とのバランスを考える必要がありそうである．

- ・対策C Gは，対策Cよりも法尻での沈下が軽減されており，その効果により，盛土天端の沈下量も抑制されている．これは，基礎地盤の対策が変形抑制に効果を発揮したためと考えられる．
- ・盛土対策のない場合の対策Gは，盛土法面の側方流動が卓越しており，盛土が完全に崩壊した状況が見える．これより，基礎地盤対策のみの対策では，盛土の変形抑制の効果は得られないと考えられる．

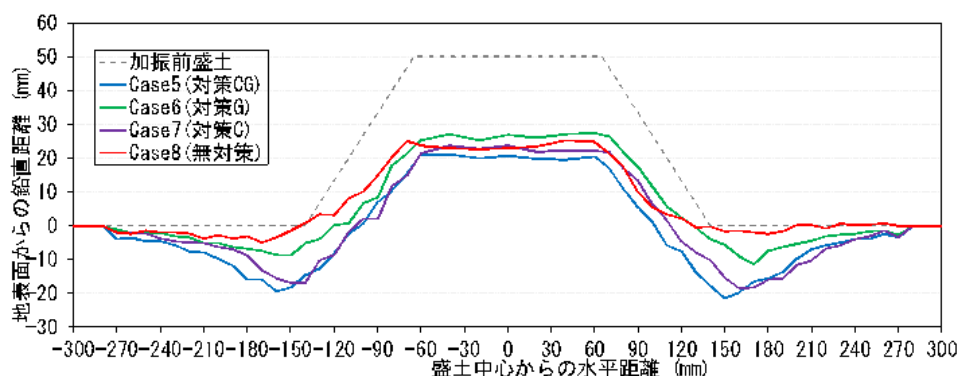


図 4.2-6 6 秒加振後の盛土形状

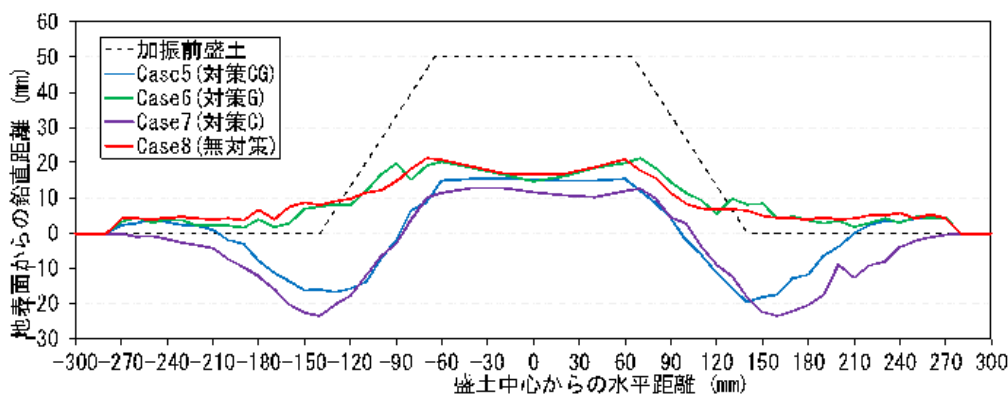


図 4.2-6 24 秒加振後の盛土形状

#### (4) まとめ

「基礎地盤の対策＋押え盛土の対策」は，本基礎的な重力場実験により，他の対策案と比べると，盛土形状の保持や天端の平坦性維持に効果を有する事を確認した．しかしながら，盛土直下の液状化発生の影響が大きいことから，盛土天端の沈下量の低減は発揮されなかった．沈下量を目標値に低減するためには，液状化条件（適用範囲）や，基礎地盤対策の設置方法及び押え盛土の寸法・形状・重量等を設定することに課題がある．

#### 4. 3. 平面道路の液状化変形抑制対策

##### (1) 平面道路の被害メカニズム

写真 4.3-1 に、平面道路の被害事例を示す。いずれも、舗装下の基礎地盤が液状化することにより、道路面に波打ち・突き上げ・盛り上りが発生し、その影響度が大きい場合には舗装面の亀裂も発生している。以上のような被害に対して、液状化層を防止する地盤改良工法は確実であるものの、コスト高により事業化しにくいと考えている。それに対し、液状化発生を許容する第3章に示した盛土の液状化変形抑制工法は優位であると考えており、同様の工法により、平面道路の液状化でも変形抑制効果が発揮されると想定した。

臨港道路の波打ち



港湾(エプロン)の沈下・亀裂



路面の突き上げ



歩道の盛り上り



写真 4.3-1 平面道路の液状化被害

##### (2) 平面道路の対策イメージ

図 4.3-1 に、平面道路の液状化対策のイメージを示す。舗装下面の路盤内または路体部にジオシンセティックスを挟み込んだ碎石層を設置する対策である。これより、碎石層が周辺液状化層の過剰間隙水圧を消散し、ジオシンセティックスで補強された対策ゾーンが液状化時にも盤的で一体的な挙動になり、路面の変形を抑制することを期待している。

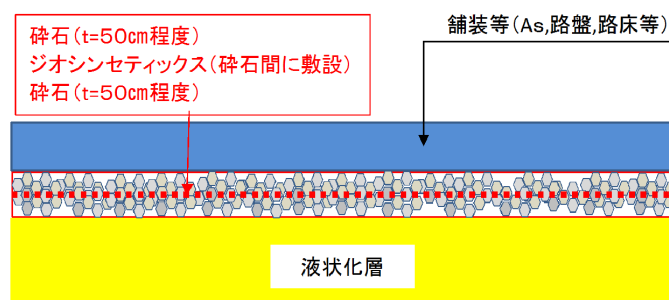


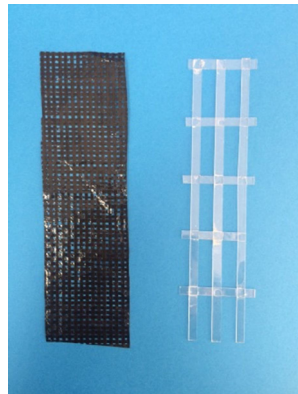
図 4.3-1 平面道路の対策イメージ

### (3) 模型実験

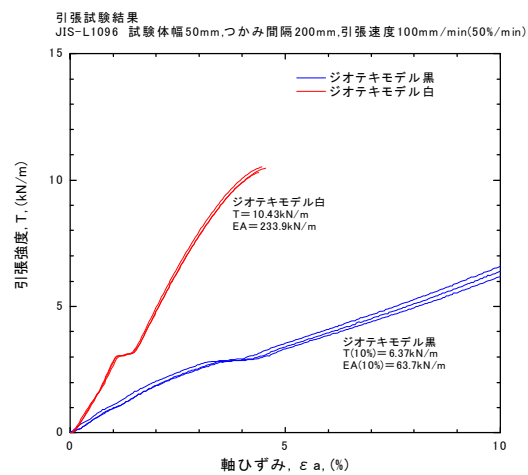
詳細は文献<sup>7) 8) 9)</sup>に報告しており，ここでは概要を紹介する．

#### 1) ジオシンセティックス種類毎の剛性

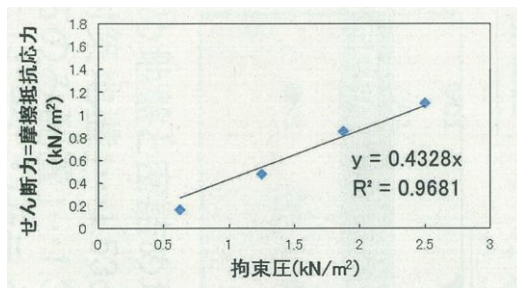
図 4.3-2 に，ジオテキモデル種類毎の剛性を示す．平面道路では盛土と異なり拘束圧が少ない．高剛性のジオテキ材の方が変形抑制効果は高いと想定しており，ジオテキ 2 種類の材料試験を行い，液状化実験に備えることとした．ここで，モデル黒は  $EA=64\text{kN/m}$ ，摩擦角  $23.4^\circ$  であり，モデル白は  $EA=234\text{kN/m}$ ，摩擦角  $32.6^\circ$  であり，モデル白の方が高剛性である．



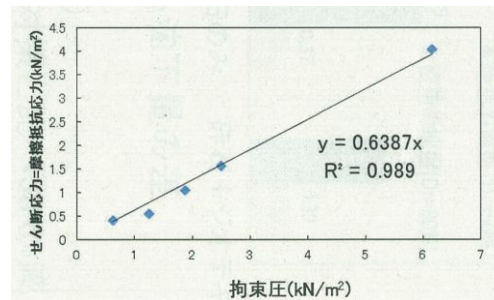
a)ジオシンセティックスモデル



b)モデル毎の剛性の違い



c)モデル黒: 摩擦角  $23.4^\circ$



d)モデル白: 摩擦角  $32.6^\circ$

図 4.3-2 ジオテキ種類毎の剛性

#### 2) 水平方向の変形抑制の確認

図 4.3-3 に，1G 模型実験の概要を示す．ここでは，液状化時に水平方向の移動を表現するため，地表面が傾斜となる液状化地盤を作製した．模型作製は，無対策，

モデル黒を挿入した砕石層，モデル白を挿入した砕石層において，1G 液状化模型実験を行った。

図 4.3-4 に実験結果を示す．無対策時の水平変位量 5.64 cm（100%）に対し，モデル黒対策が 4.34 cm（77%），モデル白対策が 3.1 cm（55%）となり，高剛性ジオテキ材ほど水平変位の変形抑制効果が確認された。

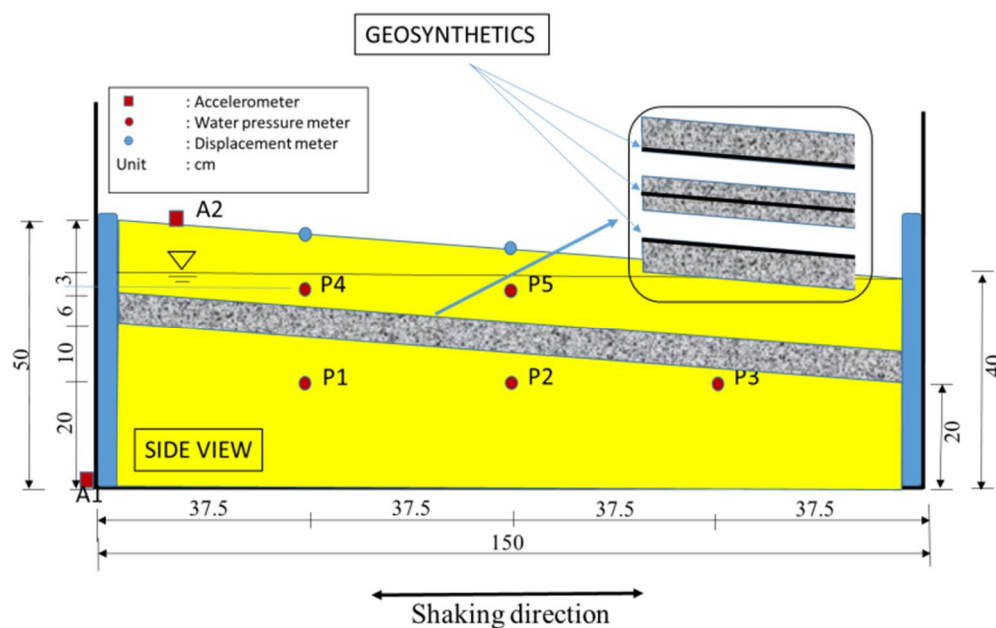


図 4.3-3 模型実験の概要

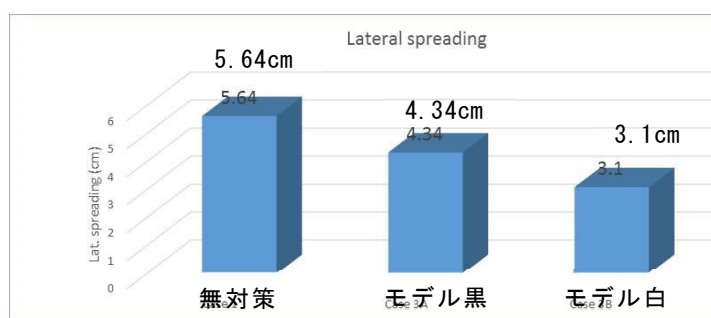


図 4.3-4 実験結果（水平変位量）

### 3）段差抑制の確認

図 4.3-5 に，1G 模型実験の概要を示す．ここでは，液状化しにくい  $Dr=90\%$  と完全液状化する  $Dr=50\%$  の砂層を構築し，沈下差や境界面での段差を表現した．模型の製作は，無対策，砕石層のみ，モデル黒を挿入した砕石層，モデル白を挿入した砕石層において，1G 液状化模型実験を行った。

図 4.3-6 に、平均沈下量の実験結果を示す。完全液状化の  $Dr=50\%$  の平均沈下量は、無対策 2.09 cm (100%) に対し、砕石のみ 1.69 cm (81%)、モデル黒 1.33 cm (64%)、モデル白 0.95 cm (45%) となった。砕石のみより、ジオテキ材挿入の方が沈下抑制効果は高い。また、ジオテキ挿入では、高剛性材のモデル白ほど沈下抑制効果が高いことを確認した。

図 4.3-7 に、境界面での段差量を示した。無対策の段差量 3.78 cm (100%) に対し、砕石のみの段差量 4.23 cm (112%)、モデル黒 1.40 cm (37%)、モデル白 1.48 cm (39%) となった。砕石のみでは、砕石自体の沈み込みが多く、段差抑制効果は発揮されなかった。ジオテキ材挿入は、大きな段差抑制効果が確認された。

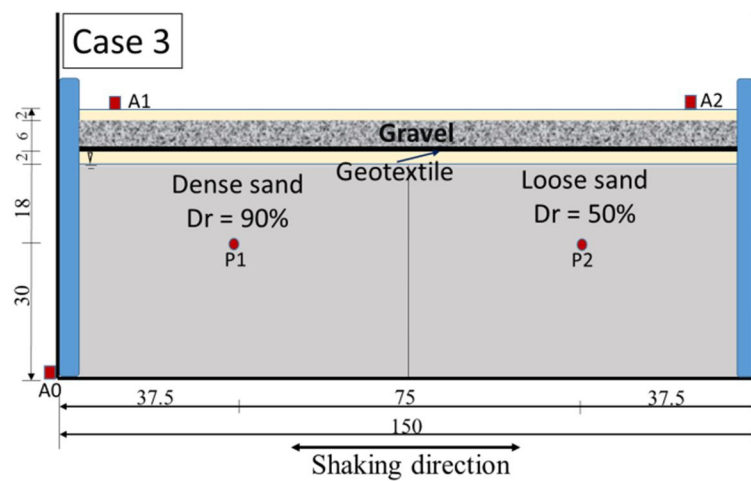


図 4.3-5 模型実験の概要

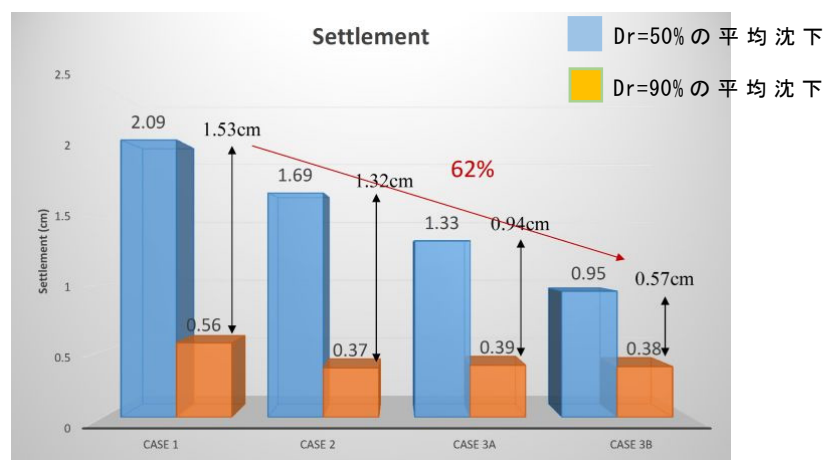


図 4.3-6 実験結果（沈下量）

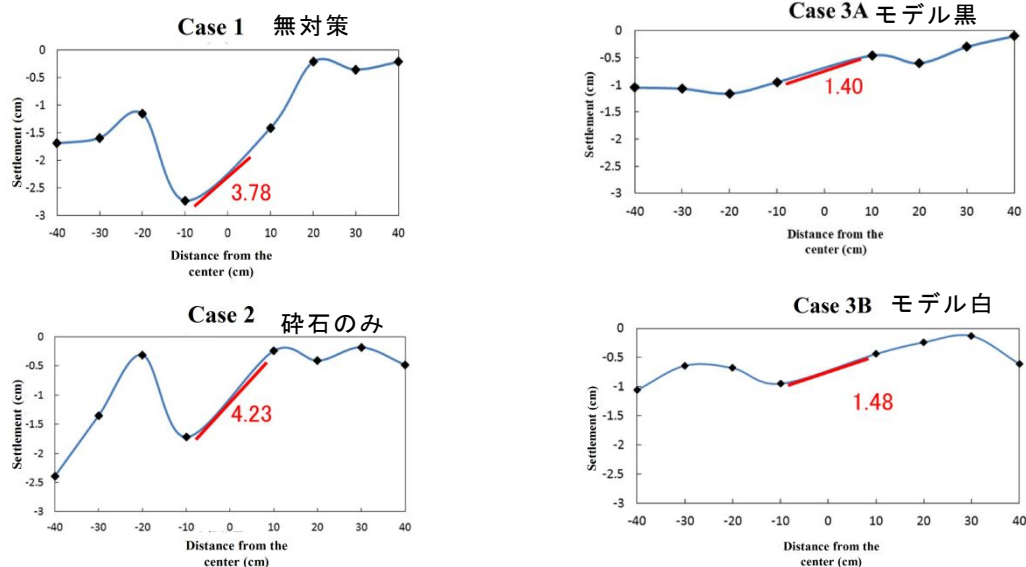


図 4.3-7 実験結果（境界部の段差量）

#### （４）まとめ

液状化により平面道路が変形する箇所においては、本基礎的な模型実験により、碎石層とジオシンセティックスを組合せた対策を設置することにより、変形抑制効果が発揮されることを確認した。その効果は、ジオシンセティックスの引張剛性と摩擦抵抗の高い材料の方が高いようである。しかしながら、拘束圧の少ない平面道路において、変形抑制効果が発揮されるメカニズムは不明確であり、今後の課題である。

#### 参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説，平成 29 年 3 月
- 2) 社団法人日本道路協会：道路土工 盛土工指針(平成 22 年度版) 軟弱地盤対策 土工指針(平成 24 年度版)
- 3) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 24 年 3 月
- 4) 吉田雅穂，勝見大雅，川崎始，橋本涼：碎石とジオシンセティックスを用いた既設道路盛土の液状化対策に関する模型振動実験，第 53 回地盤工学研究発表会 高松，地盤防災-地震（液状化），No.0952（2018）。
- 5) 吉田雅穂，勝見大雅，井波航大，川崎始，橋本涼：碎石とジオシンセティックスを併用した新設および既設の道路盛土の液状化時変形抑制工法に関する模型振動実験，土木学会地震工学論文集，A1 特集号，Vol.38（2019.2.17 受理）



- 6) 安田進, 石川敬祐, 五十嵐翔太, 田中佑典, 畑中哲夫, 岩瀬伸朗, 並木武史, 齊藤尚登: 東日本大震災における浦安市の水道管被害メカニズムの解明, 第 14 回日本地震工学シンポジウム, 2014.
- 7) Setiawan Hendra, Yuko Serikawa, Mitsuru Nakamura, Wataru Sugita, **Hajime Kawasaki**, Masakatsu Miyajima : Mitigation of Liquefaction-Induced Large Ground Displacement by using Gravel and Geosynthetics-Validation by Model Experiment, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser.A1, Vol.73, No.4, I\_704-I\_710 (2017) .
- 8) Hendra Setiawan, Yuko Serikawa, Mitsuru Nakamura, Wataru Sugita & Masakatsu Miyajima, **Hajime Kawasaki** : Mitigation of Liquefaction-Induced ground displacement by using gravel and geosynthetics-Validation by model experiment, INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS(11ICG), No.AF0203 (18 September 2018 Korean) .
- 9) Hendra Setiawan, Yuko Serikawa, Wataru Sugita, **Hajime Kawasaki**, Masakatsu Miyajima : Experimental study on mitigation of liquefaction-induced vertical ground displacement by using gravel and geosynthetics, Setiawan et al. Geoenvironmental Disasters, (2018.5:22), Springer Open.
- 10) **川崎始**, 西山哲, ラ アウン, 久保幹男: フトンカゴと補強材一体構造の擁壁的な挙動, 地盤工学会中国支部論文報告集 地盤と建設, Vol.35, No.1 (2017) .
- 11) **川崎始**, Hla Aung, 仙頭紀明, 久保幹男: 補強材一体ふとんかご補強土壁の模型載荷実験, 土木学会論文集, 論文番号 C-0447, 登載決定 (2019.07)



## 第5章 まとめ

### 【第1章 概要】

本章には，背景・既存の技術・研究の目的及び本論文の構成を記載している．図5-1に本論文の構成（フロー）を示し，その概説をとりまとめた．

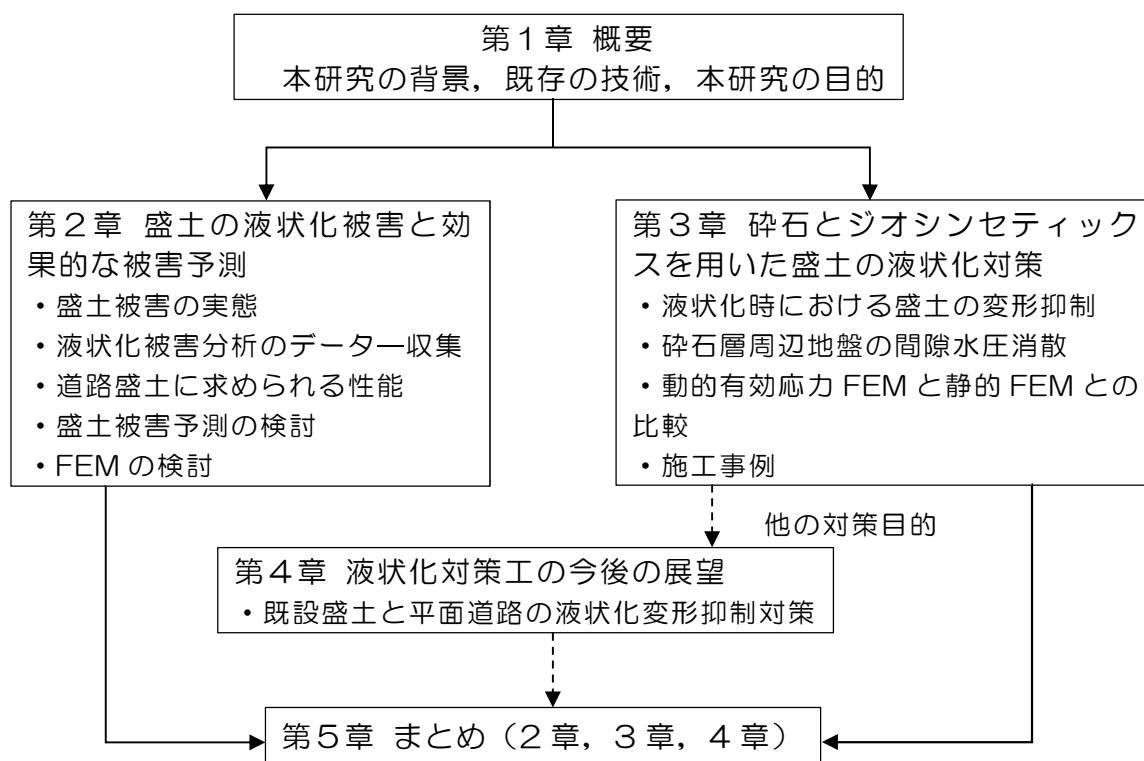


図 5-1 本論文の構成（フロー）

### 【概説】

#### ・第1章 概要

地震による被害を経験し，重要道路では，盛土もレベル2地震動の液状化対策を求められるが，膨大な液状化危険箇所の被害を効率的に予測する方法はなく，従来対策の地盤改良は高コスト等の課題があることから，効果的な被害予測および，従来に変わる新工法を研究することが必要との動機付けを示した．

#### ・第2章 盛土の液状化被害と効果的な被害予測

レベル2地震による液状化時の盛土は，損傷を限定的とする要求性能2が求められており，簡易な盛土の沈下量の予測が必要である．そこで，液状化条件と盛土の沈下被害が整理されていた河川堤防盛土の被害事例を収集し，修正 PL 値と沈下率（沈下量／盛土高）との関係性による盛土の被害予測法を示した．

### ・第3章 砕石とジオシンセティックスを用いた盛土の液状化対策

従来の地盤改良工法より環境面・施工性・経済性に優れる新工法(砕石層にジオシンセティックスを挟み込む構造体を浅層に設置)の研究について論じた。液状化層厚 10m 程の盛土において、遠心載荷装置(50G)を用いた模型実験を行い、盛土天端の沈下量が 70%未満、法尻水平変位量が 30%程度の抑制効果が発揮されたことを示した。動的有効応力 FEM(LIQCA)を用い、遠心実験の最終沈下量を再現するとともに、実験条件以外のパラメータスタディ解析も実施し、盛土高 10m までの沈下抑制効果を示した。ここで、液状化層厚 5m の軟弱地盤では、50%程の沈下抑制効果を示した。また、過剰間隙水圧の計測結果を整理し、砕石層周辺の液状化地盤で過剰間隙水圧が抑制されていることを示した。静的 FEM(ALID)は、LIQCA より安全側の結果を得ることを示した。

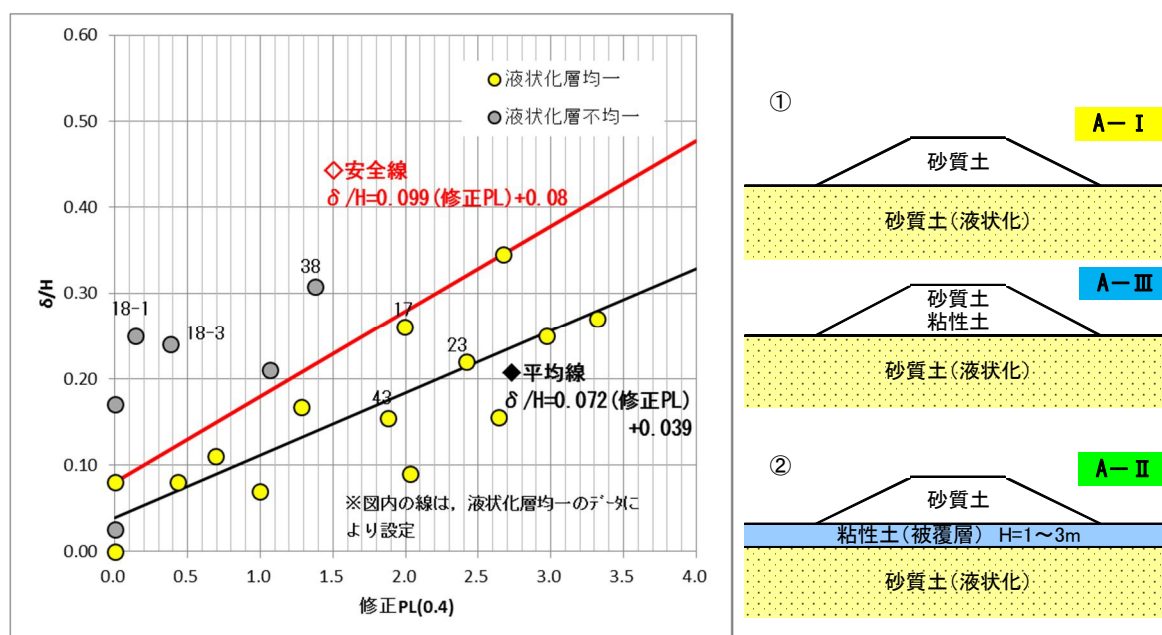
### ・第4章 液状化対策工の今後の展望

砕石とジオシンセティックスを使った新工法の今後の展望として、他の対策目的(既設盛土、平面道路)について、1G 場模型振動実験で得られた変形抑制効果の結果を示した。

## **【第2章 盛土の液状化被害と効果的な被害予測】**

本章には、大規模地震時の盛土の被害事例を示すとともに、その要因として、液状化地盤による影響が考えられることを示した。近年の技術動向及び社会的ニーズにより、道路盛土においても、レベル2地震動の大規模地震時に、盛土の損傷を限定的とし復旧性を要すること(要求性能2)が求められており、その評価には、盛土の沈下量を予測する必要性を論じた。現行の設計法は、液状化による過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり法( $\Delta u$ 法)や液状化による剛性低下を考慮した静的 FEM(ALID)が良く使われるが、膨大な盛土箇所の評価には適さないため、簡易で効率的な予測法が必要なことを論じた。それを提案することを本研究テーマとして示した。

本研究では、液状化程度(ボーリング柱状図、N 値、FL 値、水平震度等)と盛土の損傷(沈下量)が整理されている東日本大震災における関東地方整備局の河川堤防盛土の被害事例を収集するとともに、そのデータを分析し、修正 PL 値と沈下率(沈下量/盛土高)との関係性を導き出せることを論じた。その関係性は、盛土自身が液状化しない条件、かつ、液状化層が均一(表層に液状化層分布)である条件を適用範囲とし、液状化層深さ 10m の  $FL \leq 0.4$  を対象に求められる修正 PL 値は沈下率(沈下量/盛土高)と関係性があると示した。この関係性は、図 5-2 に示したように 2 種類の式(平均式:  $沈下率 = 0.072 \times 修正 PL + 0.039$ , 安全式:  $沈下率 = 0.099 \times 修正 PL + 0.080$ )を提案した。



※) 液状化層均一は A-I と A-III を示す

図 5-2 修正 PL と沈下率 ( $\delta/H$ ) の関係

### 「第 3 章 砕石とジオシンセティックスを用いた盛土の液状化対策」

本章には、従来の液状化対策の地盤改良工法に変わる、施工性・環境性・経済性に優れる新工法（砕石層内にジオシンセティックスを挟み込む構造体を浅層に設置する対策）を提案したことを示した。また、その対策効果を得るために、50G 遠心載荷装置による実験を実施しており、実験条件・実験結果・考察を示した。ここで、新工法は、従来の地盤改良工法とは異なり、新工法設置（浅層）以外の液状化を許容する構造であるため、盛土の変形を防止するのではなく、変形の抑制を図る性能設計の考えに基づくこととした。

遠心載荷装置 (50G) を用いた模型実験は、新工法による液状化時の盛土の変形抑制効果を確認するため 2 種類について行った。その 1 実験では、実物換算の盛土天端幅 8m、盛土高 4m、液状化層厚 10m、入力地震波は最大 300gal で周波数 1.2Hz の正弦波 50 波とし、無対策 case、ジオテキ対策 case、新工法対策 case の実験である。その 2 実験は、実物換算の盛土天端幅 4m、盛土高 2m、液状化層厚 10.5m、入力地震波は 2011 年東北地方太平洋沖地震時の K-Net 水戸の観測波とし、無対策 case、砕石対策 case、新工法対策 case の実験である。なお、入力地震波は加速度パワー IE で評価しており、レベル 2 地震動の兵庫県南部地震（神戸海洋気象台記録）以上であることを確認している。

#### ・盛土の変形抑制効果

実験結果で得られた知見を箇条書きで以下に示す。

- ・その1実験及びその2実験ともに、新工法は無対策と比べて、盛土天端の沈下量が70%未満、法尻の水平変位量が30%程度に抑制されるとともに、盛土の形状保持及び不等沈下の抑制が発揮された。なお、表5-1にその2実験結果を添付している。
- ・新工法は、その他対策（ジオテキ单独対策及び碎石单独対策）と比べると、盛土天端の沈下量が10%以上、法尻の水平変位量が倍近くの沈下抑制効果が発揮された。
- ・新工法のジオシンセティックスは、ジオテキ单独対策と比べると、ジオシンセティックスに発生するひずみが大きな値を示しており、引張補強がよく発揮されていた。
- ・新工法は、碎石单独対策と比べると、法肩沈下量と法尻水平変位量の抑制効果が大きくなっており、ジオシンセティックスによる引張補強効果が有効であることを確認した。

また、動的有効応力 FEM (LIQCA) では、遠心载荷実験の条件による変形解析を行い、最終沈下量の再現は概ね達成した。ただし、最終水平変位量の再現は達成できなかった。また、ジオシンセティックスの引張力の最大値は、解析値が実験値の約半分となり、実験結果を FEM 解析で再現するには課題があることを認識した。

実験条件以外における新工法の適用性検討では、動的有効応力 FEM で再現性が高い結果が得られた、盛土天端沈下量の抑制効果を確認することとし、動的有効応力 FEM (LIQCA) によるパラメータスタディ解析を行った。その結果、液状化層 10m の盛土高 2m～10m においては、実験結果と同様に、盛土天端の沈下量が 70%以下に抑制される解析結果が得られたため、盛土高 10m までにおいても、沈下抑制効果が発揮されるとの見解を示した。その他のパラメータスタディ解析では、表層に粘性土層が 3m 厚分布する軟弱地盤では、新工法の沈下抑制効果は発揮されないものの、中間に粘性土層があっても浅層に液状化層が分布する軟弱地盤では、盛土天端の沈下量は 70%以下に抑制されることを示した。さらに、液状化層厚 5m の軟弱地盤では、盛土天端の沈下量が 50%程度まで抑制されることを示し、新工法の対策効果が向上されるとの見解を示した。

#### ・過剰間隙水圧の分布

無対策では、主要動終了後も過剰間隙水圧が消散しないで、せん断が継続している状況を示した。一方、新工法は、碎石層周辺の液状化地盤において、主要動付近から過剰間隙水圧が低下しており、過剰間隙水圧抑制の機能が発揮されていることを示した。その機能によっても、前述した沈下抑制効果に寄与していると考えている。この箇所は、液状化抵抗値で評価すると  $FL=1.2$  程度となり、動的有効応力 FEM 及び静的 FEM (ALID) による数値解析において、不完全な液状化層として評価することを考え

た．そこで，砕石層周辺の液状化層（不完全な液状化層）の透水係数を試行錯誤に変更するパラメータスタディ解析を動的有効応力 FEM で実施した．盛土天端の沈下量の解析値が実験値と整合するのは，砕石層周辺の液状化地盤の透水係数を上げた場合であることを確認し，不完全液状化層を評価することは適切との見解を示した．

盛土天端の沈下量を照査する設計では，実務レベルを踏まえると，一般的な静的 FEM(ALID)が適用できるか否かを判断する事が必要と考えている．そこで，動的有効応力 FEM (LIQCA) の結果と ALID の結果を対比して整理した．ALID の結果は LIQCA より安全側となり，ALID を設計で使うことは問題ないとの見解を示した．新工法の施工事例を示し，施工箇所，目的，採用された背景，解析結果及び施工状況を紹介した．最後のまとめには，新工法と地盤改良工法との併用案のイメージを示した．

表 5-1 その 2 実験の結果

【Case】 対策	模式図	最終変形		
		盛土天端中央沈下	法肩沈下	法尻水平変位
【4】 無対策		43.4cm (100%)	43.4cm (100%)	11.5cm (100%)
【5】 盛土底部砕石 単独の対策 (砕石のみ)		31.6cm (73%)	36.7cm (85%)	8.5cm (74%)
【6】 砕石でジオシン セティックスを 挟み込む対策 (新工法)		26.7cm (62%)	29.1cm (67%)	3.8cm (33%)

## **「第4章 液状化対策工の今後の展望」**

本章では、第3章に示した砕石とジオシンセティックスを使った新工法は、他の目的でも活用する研究を進めており、今後の展望として紹介した。

過去に構築された盛土は液状化対策が行われていないため、既設盛土にも適用できる対策が必要なことを論じた。対策は、盛土天端に支障させないために、法尻部分に配置することとし、液状化地盤対策（砕石とジオシンセティックス）に押え盛土対策（ふとんかご補強土壁）を併用した構造を立案し、基礎的な効果を確認する1G場模型振動実験の結果を示した。実験は、対策CG（液状化地盤対策＋押え盛土対策）、対策C（押え盛土対策）、対策G（液状化地盤対策）の3ケース実施し、対策CGは他対策に比べて、盛土の形状保持や天端の平坦性維持に効果があったことを確認した。一方、盛土天端の沈下量を目標値に低減するためには、液状化地盤対策の効果的な設置や、押え盛土の寸法・形状・重量等の設定に課題があることを示した。

東日本大震災では、平面道路の液状化被害も発生しているため、地盤改良に変わる簡易な対策が必要なことを論じた。対策は、路盤または路床部に砕石とジオシンセティックスを配置することとし、基礎的な効果を確認する1G場模型振動実験の結果を示した。実験は、傾斜液状化地盤での水平変位量、非液状化地盤と液状化地盤との境界の段差量を確認し、変形抑制効果があったことを確認した。平面道路は拘束圧の少ない条件であるため、変形抑制効果が発揮されるメカニズムを解明することに課題があることを示した。

## **謝 辞**

第2章の研究に関しては、修正PL値の検討において株式会社アサノ大成基礎エンジニアリングの島津多賀夫氏にアドバイスをいただいた。また、大阪大学の常田教授及び東京大学の古関教授には、液状化地盤上の盛土被害予測と道路盛土の対策必要性において貴重なご意見をいただいた。第3章の研究に関しては、エターナルプレザー株式会社の久保幹男氏、村上清基氏、アウン氏に、実験データ及び解析データの整理において多大なご協力をいただいた。第4章の研究に関しては、福井高専の吉田教授に既設盛土の実験においてご協力をいただいた。また、金沢大学の宮島教授及びヘンドラ氏に平面道路対策の実験においてご協力をいただいた。

ここに深く、感謝の意を表します。